

NORMA ASCE

ASCE/SEI

**7-16**

# Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras

**ASCE**  
AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS

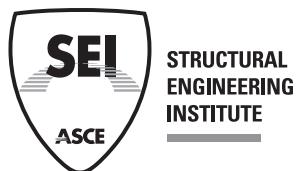


NORMA ASCE

ASCE/SEI

**7-16**

# Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras



PUBLICADO POR LA SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS CIVILES

Datos de catalogación en publicación de la Biblioteca del Congreso

Nombres: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

Título: Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras. Otros títulos: Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras. | Estándar ASCE, ASCE/ SEI 7-16, cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras Descripción: Reston, Virginia: Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, [2017] | Las versiones anteriores de la norma tienen el título: Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras. | "Estándar ASCE, ASCE/SEI 7-16". | Incluye referencias bibliográficas e índice.

Identificadores: LCCN 2017018275 | ISBN 9780784414248 (tapa blanda: papel alcalino) | ISBN 9780784479964 (PDF)

Asignaturas: LCSH: Ingeniería estructural-Normas-Estados Unidos. | Edificios-Estandárdes-Estados Unidos. | Tensiones y tensiones. | Estándares, Ingeniería-Estados Unidos.

Clasificación: LCC TH851 .M56 2017 | DDC 624.102/1873-dc23 Registro LC disponible en <https://lccn.loc.gov/2017018275>

Publicado por la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles 1801 Alexander Bell Drive Reston, Virginia, 20191-4382  
[www.asce.org/libreria](http://www.asce.org/libreria) | [ascelibrary.org](http://ascelibrary.org)

Este estándar fue desarrollado por un proceso de desarrollo de estándares de consenso que ha sido acreditado por el Instituto Nacional Estadounidense de Estándares (ANSI). La acreditación de ANSI, un organismo de acreditación voluntario que representa a las organizaciones de desarrollo de estándares del sector público y privado en los Estados Unidos y en el extranjero, significa que el proceso de desarrollo de estándares utilizado por ASCE ha cumplido con los requisitos de ANSI en cuanto a apertura, equilibrio, consenso y debido proceso.

Si bien el proceso de la ASCE está diseñado para promover estándares que reflejen un consenso justo y razonado entre todos los participantes interesados, al mismo tiempo que preserva la salud, la seguridad y el bienestar públicos que son primordiales para su misión, no ha realizado una evaluación independiente y no garantiza la exactitud, integridad, idoneidad o utilidad de cualquier información, aparato, producto o proceso discutido en este documento. ASCE no tiene la intención, ni nadie debe interpretar, los estándares de ASCE para reemplazar el buen juicio de un profesional competente, con conocimiento y experiencia en los campos de práctica apropiados, ni para sustituir el estándar de cuidado requerido de dichos profesionales en la interpretación, y aplicando el contenido de esta norma.

ASCE no tiene autoridad para exigir el cumplimiento de sus normas y no se compromete a certificar el cumplimiento de los productos ni a prestar ningún servicio profesional a ninguna persona o entidad.

ASCE, sus afiliados, funcionarios, directores, empleados y voluntarios renuncian a toda responsabilidad por lesiones personales, daños a la propiedad, pérdidas financieras u otros daños de cualquier naturaleza, incluidos, entre otros, daños directos, indirectos, especiales, ejemplares o daños consecuentes, resultantes del uso o la confianza en esta norma por parte de cualquier persona. Cualquier individuo que confie en este estándar asume total responsabilidad por dicho uso.

ASCE y Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles—Registrado en la Oficina de Marcas y Patentes de EE. UU.

Fotocopias y permisos. Se puede solicitar permiso para fotocopiar o reproducir material de las publicaciones de ASCE enviando un correo electrónico a [permisos@asce.org](mailto:permisos@asce.org) o localizando un título en la base de datos de ingeniería civil de ASCE (<http://cedb.asce.org>) o Biblioteca ASCE (<http://ascelibrary.org>) y utilizando el enlace "Permisos".

Errata: La errata, si la hay, se puede encontrar en <https://doi.org/10.1061/9780784414248>.

Copyright © 2017 de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles. Todos los derechos reservados.

ISBN 978-0-7844-1424-8 (tapa blanda) ISBN 978-0-7844-7996-4 (PDF) Plataforma en línea:  
<http://ASCE7.online> Fabricado en los Estados Unidos de América.

## NORMAS ASCE

En 2014, la Junta Directiva aprobó revisiones a las Reglas de ASCE para los Comités de Estándares para regir la redacción y el mantenimiento de los estándares desarrollados por ASCE. Todos estos estándares se desarrollan mediante un proceso de estándares de consenso administrado por el Comité de Códigos y Estándares (CSC) de la ASCE. El proceso de consenso incluye la votación por parte de un comité de estándares equilibrado y la revisión durante un período de comentarios públicos. Todos los estándares se actualizan o reafirman mediante el mismo proceso cada cinco a diez años. Las solicitudes de interpretaciones formales se procesarán de acuerdo con la Sección 7 de las Reglas de ASCE para los Comités de Normas, que están disponibles en [www.asce.org](http://www.asce.org). Las erratas, adiciones, complementos e interpretaciones, si las hubiere, de esta norma también se pueden encontrar en <https://doi.org/10.1061/9780784414248>.

Esta norma ha sido preparada de acuerdo con principios de ingeniería reconocidos y no debe usarse sin el conocimiento competente del usuario para una aplicación determinada. La publicación de esta norma por parte de ASCE no pretende garantizar que la información contenida en ella sea adecuada para cualquier uso general o específico, y ASCE no toma ninguna posición con respecto a la validez de los derechos de patente. Se advierte al usuario que la determinación de los derechos de patente o el riesgo de infracción es de su exclusiva responsabilidad.

Una lista completa de los estándares actuales está disponible en la Biblioteca de ASCE (<http://ascelibrary.org/page/books/s-standards>).

# Tips for Using This Standard

The **standard provisions** are contained in chapters 1 to 31. Standard provisions are mandatory.

## CHAPTER 8 RAIN LOADS

### 8.1 DEFINITIONS AND SYMBOLS

#### 8.1.1 Definitions

**CONTROLLED DRAINAGE:** System intentionally regulating the rate of flow through the primary drains.

**PONDING:** The accumulation of water caused by the deflection of the roof structure, resulting in added load.

**PONDING INSTABILITY:** Member instability caused by progressive deflection due to ponding on roofs.

**PRIMARY DRAINAGE SYSTEM:** Roof drainage system through which water is normally conveyed off the roof.

**PRIMARY MEMBERS:** For the purposes of determining a susceptible bay, structural members having direct connection to the columns, including girders, beams, and trusses.

**UPPER:** An opening in the side of a building (typically a parapet wall) for the purpose of draining water off the roof.

**SECONDARY DRAINAGE SYSTEM:** Roof drainage system located higher than the primary drainage system, through which drains off the roof when the primary system is blocked

### 8.3 DESIGN RAIN LOADS

Each portion of a roof shall be designed to sustain the load of rainwater that will accumulate on it if the primary drainage system for that portion is blocked plus the uniform load caused by water that rises above the inlet of the secondary drainage system at its design flow.

$$R = 5.2(d_s + d_h) \quad (8.3-1)$$

$$R = 0.0098(d_s + d_h) \quad (8.3-1.si)$$

The **standard commentary** is contained in chapters C1 to C31. Standard commentary is intended to help you understand how the provisions were determined and how to apply them.

**Gray bars** down the side in the provisions (but not the commentary) indicate sections with substantive changes from the previous edition of this standard, ASCE/SEI 7-10, Third Printing.

## CHAPTER C8 RAIN LOADS

### 8.8.1 DEFINITIONS AND SYMBOLS

$A$  = Tributary roof area, plus one-half of the wall area that diverts rainwater onto the roof, serviced by a single drain outlet in the secondary drainage system, in<sup>2</sup> (ft<sup>2</sup>).  
 $D$  = Drain bowl diameter for a primary roof drain, or overflow dam or standpipe diameter for a secondary roof drain, in. (mm).  
Design rainfall intensity, in/h (mm/h).

Rate out of a single drainage system, in gal/min (m<sup>3</sup>/s).  
Length of level roof edge that allows for free overflow drainwater when the roof edge is acting as the secondary drain, in ft (m).

#### NOTAGE

Rain gutters are not always designed to handle all the flow of short-duration rainfall events. For example, the International Residential Code (IRC 2012) uses a 1-h duration rain period for the design of both the primary

The National Oceanic and Atmospheric Administration Weather Service Precipitation Frequency Meteorological Design Studies Center provides data in inches per hour for the 15-min duration/1-h recurrence interval (<http://hdsc.nws.noaa.gov/hdsc/pdf/>). Precipitation intensity ( $i$  in Eq. [C8.3.1]) is in the units of in/h; if precipitation depth is provided, a conversion to intensity is required.

The following roof conditions adversely affect the critical duration, or increase the peak flow rate, and should be avoided or appropriately considered by the designer when determining the design rain load:

1. Roofs with internal gutters that have limited space and quickly fill with rainwater. Gutters are typically designed for 2- to 5-min duration storms since their critical duration is much shorter than the critical duration of the roof.
2. Architecturally complex roofs with insignificant gutter slopes. Significant gutters are required.

**This standard uses both customary and metric (S.I.) units.** Customary units appear first, followed by S.I. units in parentheses.  
When numbered display equations have customary and S.I. versions, the one in customary units is numbered like this: (Eq. 8.3-1). The one in S.I. units is numbered like this: (Eq. 8.3-1.si).

#### Referenced consensus

**standards** are listed at the end of each chapter of provisions, where they are listed by number with title, publisher, year of publication (and the sections that cite them). In text, they are mentioned only by number:  
ACI 318, ANSI/AISI S100,  
ASTM D1536.

## CONSENSUS STANDARDS AND OTHER REFERENCED DOCUMENTS

This section lists the consensus standards and other documents that shall be considered part of this standard to the extent referenced in this chapter.

**ACI 318.** *Building code requirements for structural concrete and commentary.* American Concrete Institute, 2014.

**ANSI/AISI S100.** *North American specification for the design of cold-formed steel structural members.* American Iron and Steel Institute, 2009.

**ASTM D1536.** *Method of test for color difference using the colormaster differential calorimeter,* 1964.

**Reference citations** are listed at the end of each chapter of commentary, where they are listed by author and date with accompanying bibliographic information. In the text, these references are called out by author and date: ASHRAE (2000); Bachman and Dowty (2008); NEHRP (2009).

## REFERENCES

- American Society of Heating, Refrigerating, and Air-Conditioning Engineers (ASHRAE). (2000). *Practical guide to seismic restraint, RP-812.* ASHRAE, Atlanta, GA.
- Bachman, R. E., and Dowty, S. M. (2008). "Nonstructural component or nonbuilding structure?" *Bldg. Safety J.* (April–May).
- National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP). (2009). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, NEHRP, Washington, DC.

## CONTENIDOS BREVES

NORMAS ASCE .....	iii
CONSEJOS PARA EL USO DE ESTA NORMA .....	IV
AGRADECIMIENTOS .....	xlvii
1    GENERALES .....	1
2    COMBINACIONES DE CARGAS .....	7
3    CARGAS MUERTAS, CARGAS DEL SUELO Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA .....	11
4    CARGAS VIVAS .....	13
5    CARGAS DE INUNDACIÓN .....	21
6    CARGAS Y EFECTOS DE LOS TSUNAMI .....	25
7    CARGAS DE NIEVE .....	51
8    CARGAS DE LLUVIA .....	sesenta y cinco
9    RESERVADO PARA FUTURAS DISPOSICIONES .....	67
10    CARGAS DE HIELO: CONGELACIÓN ATMOSFÉRICA .....	69
11    CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO .....	77
12    REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN .....	89
13    REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES .....	121
14    DISEÑO SÍSMICO ESPECÍFICO DEL MATERIAL Y REQUISITOS DE DETALLE .....	135
15    REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS QUE NO SON DE CONSTRUCCIÓN .....	145
 <small>dieciséis</small>	
16    ANÁLISIS DEL HISTORIAL DE RESPUESTA NO LINEAL .....	163
17    REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS AISLADA SÍSMICAMENTE .....	167
18    REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS CON SISTEMAS DE AMORTIGUACIÓN .....	181
19    INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SÍSMICO .....	197
20    PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN DE SITIOS PARA DISEÑO SÍSMICO .....	203

21	PROCEDIMIENTOS DE MOVIMIENTO DEL SUELO ESPECÍFICOS DEL SITIO PARA EL DISEÑO SÍSMICO .....	205
22	MAPAS DE MOVIMIENTO SÍSMICO DEL SUELO, TRANSICIÓN DE PERÍODO LARGO Y COEFICIENTE DE RIESGO .....	209
23	DOCUMENTOS DE REFERENCIA DE DISEÑO SÍSMICO.....	237
24	RESERVADO PARA FUTURAS DISPOSICIONES.....	241
25	RESERVADO PARA FUTURAS DISPOSICIONES.....	243
26	CARGAS DE VIENTO: REQUISITOS GENERALES.....	245
27	CARGAS DE VIENTO EN EDIFICIOS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL)	273
28	CARGAS DE VIENTO EN EDIFICIOS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DE ENVOLVENTE). .	311
29	CARGAS DE VIENTO SOBRE LOS ACCESORIOS DE LA CONSTRUCCIÓN Y OTRAS ESTRUCTURAS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL).....	321
30	CARGAS DE VIENTO: COMPONENTES Y REVESTIMIENTO.....	333
31	PROCEDIMIENTO DEL TÚNEL DE VIENTO.....	389
	APÉNDICE 11A DISPOSICIONES DE GARANTÍA DE CALIDAD (Eliminado) .....	391
	APÉNDICE 11B DISPOSICIONES DE EDIFICIOS EXISTENTES .....	393
	APÉNDICE C CONSIDERACIONES DE MANTENIMIENTO .....	395
	APÉNDICE D EDIFICIOS EXENTOS DE CASOS DE CARGA DE VIENTO TORSIONAL.....	397
	APÉNDICE E PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO BASADOS EN EL DESEMPEÑO PARA LOS EFECTOS DEL FUEGO EN LAS ESTRUCTURAS .....	401
 COMENTARIO A LA NORMA ASCE/SEI 7-16		
C1	GENERALES.....	405
C2	COMBINACIONES DE CARGAS.....	417
C3	CARGAS MUERTAS, CARGAS DE SUELO Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA.....	425
C4	CARGAS VIVAS.....	433
C5	CARGAS DE INUNDACIÓN.....	439
C6	CARGAS Y EFECTOS DE LOS TSUNAMI.....	447

C7	CARGAS DE NIEVE .....	489
C8	CARGAS DE LLUVIA .....	507
C9	RESERVADO PARA FUTUROS COMENTARIOS .....	515
C10	CARGAS DE HIELO: CONGELACIÓN ATMOSFÉRICA .....	517
C11	CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO .....	525
C12	REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN .....	543
C13	REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES .....	593
C14	DISEÑO SÍSMICO ESPECÍFICO DEL MATERIAL Y REQUISITOS DE DETALLE .....	619
C15	REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS QUE NO SON DE CONSTRUCCIÓN .....	631
C16	ANÁLISIS DEL HISTORIAL DE RESPUESTA NO LINEAL .....	657
C17	REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS AISLADA SÍSMICAMENTE .....	673
C18	REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS CON SISTEMAS DE AMORTIGUACIÓN .....	693
C19	INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SÍSMICO .....	703
C20	PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN DE SITIOS PARA DISEÑO SÍSMICO .....	709
C21	PROCEDIMIENTOS DE MOVIMIENTO DEL SUELO ESPECÍFICOS DEL SITIO PARA EL DISEÑO SÍSMICO .....	711
C22	MAPAS DE MOVIMIENTO SÍSMICO DEL SUELO, TRANSICIÓN DE PERÍODO LARGO Y COEFICIENTE DE RIESGO .....	717
C23	DOCUMENTOS DE REFERENCIA DE DISEÑO SÍSMICO (Sin comentarios) .....	725
C24	RESERVADO PARA FUTUROS COMENTARIOS .....	727
C25	RESERVADO PARA FUTUROS COMENTARIOS .....	729
C26	CARGAS DE VIENTO: REQUISITOS GENERALES .....	731
C27	CARGAS DE VIENTO EN EDIFICIOS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL)	767
C28	CARGAS DE VIENTO EN EDIFICIOS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO ENVOLVENTE) ..	771
C29	CARGAS DE VIENTO SOBRE LOS ACCESORIOS DE LA CONSTRUCCIÓN Y OTRAS ESTRUCTURAS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL) .....	775

C30 CARGAS DE VIENTO: COMPONENTES Y REVESTIMIENTO.....	781
C31 PROCEDIMIENTO DEL TÚNEL DE VIENTO.....	793
APÉNDICE C11A DISPOSICIONES DE GARANTÍA DE CALIDAD (Eliminado).....	797
APÉNDICE C11B DISPOSICIONES DE EDIFICIOS EXISTENTES (Sin comentarios).....	799
APÉNDICE CC CONSIDERACIONES DE MANTENIMIENTO .....	801
ANEXO CD EDIFICIOS EXENTOS DE CASOS DE CARGA DE VIENTO TORSIONAL.....	813
APÉNDICE CE PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO BASADOS EN EL DESEMPEÑO PARA LOS EFECTOS DEL FUEGO EN LAS ESTRUCTURAS ....	815
ÍNDICE.....	Índice-1

## CONTENIDO

NORMAS ASCE .....	iii
CONSEJOS PARA EL USO DE ESTA NORMA.....	IV
AGRADECIMIENTOS.....	xlvii
1    GENERALES.....	1
Alcance .....	1
1.2    Definiciones y Símbolos.....	1
Definiciones.....	1
1.2.2    Símbolos.....	2
1.3    Requerimientos básicos .....	2
Fuerza y Rrigidez.....	2
Procedimientos de fuerza.....	2
1.3.1.2    Procedimientos de estrés permisible.....	2
1.3.1.3    Procedimientos basados en el desempeño.....	2
1.3.2    Utilidad.....	3
1.3.3    Funcionalidad.....	3
1.3.4    Fuerzas y efectos de autoesfuerzo.....	3
1.3.5    Análisis.....	3
1.3.6    Contrarrestar las acciones estructurales.....	3
1.3.7    Resistente al fuego.....	3
1.4    Integridad estructural general.....	3
Conexiones de ruta de carga.....	4
1.4.2    Fuerzas laterales.....	4
1.4.3    Conexión a Soportes.....	4
1.4.4    Anclaje de Muros Estructurales.....	4
1.4.5    Cargas y Eventos Extraordinarios.....	4
1.5    Clasificación de Edificios y otras Estructuras.....	4
Categorización de riesgos.....	4
1.5.2    Múltiples categorías de riesgo.....	5
1.5.3    Sustancias Tóxicas, Altamente Tóxicas y Explosivas.....	5
1.6    Adiciones y Alteraciones a Estructuras Existentes.....	5
1.7    Pruebas de carga.....	5
1.8    Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	5
2    COMBINACIONES DE CARGAS.....	2.1
generales .....	7
2.2    símbolos .....	7
2.3    Combinaciones de carga para diseño por resistencia.....	2.3.1
Combinaciones Básicas.....	7
2.3.2    Combinaciones de carga, incluida la carga de inundación.....	7
2.3.3    Combinaciones de carga, incluidas las cargas de hielo atmosférico.....	7
2.3.4    Combinaciones de carga que incluyen fuerzas y efectos de autoesfuerzo.....	7
2.3.5    Combinaciones de carga para cargas no especificadas.....	8
2.3.6    Combinaciones Básicas con Efectos de Carga Sísmica.....	8
2.4    Combinaciones de carga para el diseño de tensión admisible.....	2.4.1
Combinaciones Básicas.....	8
2.4.2    Combinaciones de carga, incluida la carga de inundación.....	8
2.4.3    Combinaciones de carga, incluidas las cargas de hielo atmosférico.....	8
2.4.4    Combinaciones de carga que incluyen fuerzas y efectos de autoesfuerzo.....	9
2.4.5    Combinaciones Básicas con Efectos de Carga Sísmica.....	9
2.5    Combinaciones de Carga para Eventos Extraordinarios.....	2.5.1
Aplicabilidad.....	9
2.5.2    Combinaciones de carga.....	9

	2.5.2.1	Capacidad.....	9
	2.5.2.2	Capacidad Residual.....	9
2.6	2.5.3	Requisitos de estabilidad.....	9
	Combinaciones de carga para cargas generales de integridad estructural.....	2.6.1	9
	Combinaciones de carga nocial de diseño de resistencia.....		9
	2.6.2	Combinaciones de carga nocial de diseño de tensión admisible.....	9
2.7		Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	9
3	CARGAS MUERTAS, CARGAS DE SUELO Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA.....	3.1	11
	Cargas Muertas.....	3.1.1	11
	Definición.....		11
	3.1.2	Pesos de Materiales y Construcciones.....	11
	3.1.3	Peso de los Equipos de Servicio Fijo.....	11
	3.1.4	Cubiertas Vegetales y Ajardinadas.....	11
	3.1.5	Paneles solares.....	12
3.2	Cargas del suelo y presión hidrostática.....	3.2.1	12
	Presiones laterales.....		12
	3.2.2	Cargas de levantamiento en pisos y cimientos.....	12
3.3	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....		12
4	CARGAS VIVAS.....	4.1	13
	Definiciones.....		13
4.2	Cargas no especificadas.....		13
4.3	Cargas Vivas Distribuidas Uniformemente.....	4.3.1	13
	Cargas Vivas Requeridas.....		13
	4.3.2	Provisión para Particiones.....	13
	4.3.3	Carga parcial.....	13
4.4	Cargas vivas concentradas.....		13
4.5	Cargas en pasamanos, barandas, barras de agarre y sistemas de barrera para vehículos, y en escaleras fijas.....	4.5.1	13
	Sistemas de pasamanos y barandas.....	4.5.1.1	13
	Carga Uniforme.....		13
	4.5.1.2	Cargas de los componentes del sistema de barandas.....	
	4.5.2	Sistemas de barra de apoyo.....	
	4.5.3	Sistemas de Barrera Vehicular.....	
	4.5.4	Escaleras fijas.....	
4.6	Cargas de impacto.....	4.6.1	13
	generales.....		13
	4.6.2	Ascensores.....	
	4.6.3	Maquinaria.....	
	4.6.4	Elementos de Soporte de Montacargas para Acceso a Fachadas y Equipos de Mantenimiento de Edificios....	
	4.6.5	Anclajes de detención de caídas y de línea de vida.....	
4.7	Reducción de Cargas Vivas Uniformes.....	4.7.1	13
	generales.....		13
	4.7.2	Reducción de Cargas Vivas Uniformes.....	
	4.7.3	Cargas vivas pesadas.....	
	4.7.4	Garajes para vehículos de pasajeros.....	
	4.7.5	Usos de montaje.....	
	4.7.6	Limitaciones en losas unidireccionales.....	
4.8	Reducción de las cargas vivas del techo.....	4.8.1	13
	generales.....		13
	4.8.2	Techos ordinarios, toldos y marquesinas.....	
	4.8.3	Cubiertas Ocupables.....	
4.9	Cargas de grúa.....	4.9.1	13
	generales.....		13
	4.9.2	Carga máxima de rueda.....	
	4.9.3	Fuerza de impacto vertical.....	
	4.9.4	Fuerza lateral.....	
	4.9.5	Fuerza Longitudinal.....	
4.10	Cargas de garaje.....	4.10.1 Garajes para	13
	vehículos de pasajeros.....		13
	4.10.2 Garajes para camiones y autobuses.....		13

4.11	Cargas de Helipuerto.....	4.11.1	18
	Generalidades.....		18
4.11.2	Cargas concentradas de helicópteros.....		18
4.12	Áticos inhabitables.....	4.12.1 Áticos inhabitables	18
	sin almacenamiento.....		18
4.12.2	Áticos inhabitables con almacenaje.....		18
4.13	Salas de apilamiento de la biblioteca.....		18
4.14	Asientos para usos de montaje.....		18
4.15	Aceras, calzadas vehiculares y patios sujetos a transporte por camión .....		19
4.15.1	Cargas uniformes.....		19
4.15.2	Cargas concentradas.....		19
4.16	Escalones.....		19
4.17	Cargas de paneles solares.....	4.17.1 Cargas de techo en paneles solares.....	19
	4.17.2 Combinación de carga.....		19
	4.17.3 Estructuras de techo de rejilla abierta que soportan paneles solares.....		19
4.18	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....		19
<b>5</b>	<b>CARGAS DE INUNDACIÓN.....</b>	<b>5.1</b>	<b>21</b>
	generales.....		21
5.2	Definiciones.....		21
5.3	Requerimientos de diseño.....	5.3.1	21
	Cargas de Diseño.....		21
5.3.2	Erosión y Socavación.....		21
5.3.3	Cargas en Paredes Desprendibles.....		21
5.4	Cargas durante inundaciones.....	5.4.1	21
	Base de carga.....		21
5.4.2	Cargas hidrostáticas.....		21
5.4.3	Cargas hidrodinámicas.....		22
5.4.4	Cargas Ondulatorias.....	5.4.4.1	22
	Cargas de rotura de las olas en pilotes verticales y columnas.....		22
	5.4.4.2 Cargas de rotura de olas en muros verticales.....		22
	5.4.4.3 Cargas de ondas de rotura en muros no verticales.....		23
	5.4.4.4 Rompiendo cargas de olas de olas incidentes oblicuamente.....		23
5.4.5	Cargas de impacto.....		23
5.5	Estándares de Consenso y Otros Criterios Afiliados.....		23
<b>6</b>	<b>CARGAS Y EFECTOS DE LOS TSUNAMI.....</b>	<b>6.1</b>	<b>25</b>
	Requerimientos generales .....	6.1.1	25
	Alcance .....		25
6.2	Definiciones .....		25
6.3	Símbolos y Notación .....		29
6.4	Categorías de riesgo de tsunami .....		30
6.5	Análisis de la Profundidad de Inundación de Diseño y Velocidad de Flujo .....	6.5.1	30
	Tsunami Categoría de Riesgo II y III Edificios y Otras Estructuras .....		30
	6.5.1.1 Evaluación Runup para áreas donde no se dan valores de mapa .....		30
	6.5.2 Tsunami Categoría de Riesgo IV Edificios y Otras Estructuras .....		30
	6.5.3 Cambio del nivel del mar .....		31
6.6	Profundidades de inundación y velocidades de flujo basadas en runup .....		31
	6.6.1 Profundidad máxima de inundación y velocidades de flujo basadas en Runup .....		31
	6.6.2 Análisis de línea de grado de energía de profundidades máximas de inundación y velocidades de flujo .....		31
	6.6.3 Rugosidad del terreno .....		32
	6.6.4 Tsunami perfora .....		32
	6.6.5 Velocidades de flujo amplificadas .....		32
6.7	Profundidades de inundación y velocidades de flujo basadas en tsunamis probabilísticos específicos del sitio		
	6.7.1 Análisis de riesgo .....		32
	Forma de onda del tsunami .....		32
	6.7.2 Fuentes tsunamigénicas .....		32
	6.7.3 Unidad de Ruptura de Terremotos Fuente Tsunami Funciones para Amplitud de Tsunami en alta mar .....		32
	6.7.4 Tratamiento de la Modelización e Incertidumbres Naturales .....		35
	6.7.5 Amplitud de tsunami en alta mar .....	6.7.5.1	35
	Amplitud de tsunami en alta mar para fuentes sísmicas distantes .....		36
	6.7.5.2 Cálculo Directo de Inundación Probabilística y Runup .....		36

6.7.6	Procedimientos para Determinar Inundación y Runup por Tsunami.....	36
6.7.6.1	Parámetros de inundación de diseño representativos.....	36
6.7.6.2	Subsistencia sísmica antes de la llegada del tsunami.....	36
6.7.6.3	Parámetro de macrorrugosidad del modelo.....	36
6.7.6.4	Modelado no lineal de inundación.....	36
6.7.6.5	Resolución espacial del modelo.....	36
6.7.6.6	Entorno construido.....	36
6.7.6.7	Validación del modelo de inundación.....	36
6.7.6.8	Determinación de los parámetros de flujo de inundación específicos del sitio.....	36
6.7.6.9	Parámetros de Diseño de Tsunami para Flujo sobre Tierra.....	38
6.8	Procedimientos de Diseño Estructural por Efectos de Tsunami.....	38
	Comportamiento de Edificios y Otras Estructuras de Categoría de Riesgo de Tsunami II y III.....	38
6.8.2	Desempeño de las Instalaciones Críticas de Categoría III de Riesgo de Tsunami y Edificios y Otras Estructuras de Categoría IV de Riesgo de Tsunami.....	38
6.8.3	Evaluación del Desempeño Estructural.....	38
	Casos de carga.....	38
6.8.3.2	Factores de importancia del tsunami.....	38
6.8.3.3	Combinaciones de carga.....	38
6.8.3.4	Criterios de aceptación del sistema resistente a fuerzas laterales.....	39
6.8.3.5	Criterios de aceptación de componentes estructurales.....	39
6.8.4	Densidad Mínima de Fluidos para Cargas de Tsunami.....	40
6.8.5	Amplificación de velocidad de flujo.....	40
	Estructuras de obstrucción aguas arriba.....	40
6.8.5.2	Amplificación de la velocidad del flujo mediante modelado físico o numérico.....	40
6.8.6	Direccionalidad del Flujo.....	40
	Dirección del flujo.....	40
6.8.6.2	Direccionalidad específica del sitio.....	41
6.8.7	Relación mínima de cierre para determinación de carga.....	41
6.8.8	Número mínimo de ciclos de flujo de Tsunami.....	41
6.8.9	Efectos Sísmicos en las Cimentaciones Precedentes a la Zona de Subducción Local Máximo Considerado Tsunami.....	41
	Modelado Físico del Flujo, Cargas y Efectos de Tsunamis.....	41
6.9	Cargas hidrostáticas.....	41
6.9.1	Flotabilidad.....	41
6.9.2	Fuerza hidrostática lateral desequilibrada.....	41
6.9.3	Recargo por Agua Residual Carga en Pisos y Paredes.....	42
6.9.4	Presión de sobrecarga hidrostática en la Fundación.....	42
6.10	Cargas hidrodinámicas.....	42
6.10.1	Presión Estática Lateral Uniforme Equivalente Simplificada.....	42
6.10.2	Fuerzas laterales hidrodinámicas detalladas.....	42
	6.10.2.1 Fuerza de arrastre general sobre edificios y otras estructuras.....	42
	6.10.2.2 Fuerza de arrastre en los componentes.....	42
	6.10.2.3 Cargas de Tsunami en Componentes Estructurales Verticales, $F_w$ .....	42
	6.10.2.4 Carga hidrodinámica sobre muros perforados, $F_{pw}$ .....	43
	6.10.2.5 Muros Angulados al Flujo.....	43
	Presiones hidrodinámicas asociadas a losas.....	43
6.10.3	6.10.3.1 Presión de Estancamiento de Flujo.....	43
	6.10.3.2 Levantamiento por sobretensión hidrodinámica en losas horizontales.....	43
	6.10.3.3 Flujo de perforación de tsunami atrapado en huecos de losa de pared estructural.....	43
6.11	Cargas de impacto de escombros.....	44
	Carga estática alternativa simplificada de impacto de escombros.....	44
6.11.2	Troncos y postes de madera.....	44
6.11.3	Impacto de Vehículos.....	44
6.11.4	Impacto por roca que cae sumergida y escombros de concreto.....	45
6.11.5	Evaluación de peligros del sitio para contenedores de envío, barcos y barcazas.....	45
6.11.6	Contenedores de envío.....	45
6.11.7	Impactos extraordinarios de escombros.....	46
6.11.8	Métodos alternativos de análisis de respuesta.....	46
6.12	Diseño de fundaciones.....	46
	6.12.1 Factores de resistencia para análisis de estabilidad de cimentaciones.....	46
6.12.2	Caracterización de Cargas y Efectos.....	46
	6.12.2.1 Fuerzas de levantamiento y subfiltración.....	47
	6.12.2.2 Pérdida de Fuerza.....	47
	6.12.2.3 Erosión general.....	47
	6.12.2.4 Socavación.....	47

6.12.2.5	Cargas horizontales de suelo.....	48	
6.12.2.6	Desplazamientos.....	48	
6.12.3	Criterios alternativos de diseño basados en el desempeño de la fundación.....	48	
6.12.4	Contramedidas de la fundación.....	48	
	Relleno.....	48	
	6.12.4.2 Losa protectora en pendiente.....	48	
	6.12.4.3 Geotextiles y Sistemas de Tierra Armada.....	48	
	6.12.4.4 Sistemas de revestimiento.....	48	
	6.12.4.5 Mejoramiento del Terreno.....	49	
6.13	Contramedidas estructurales para la carga de Tsunami.....	49	
	Estructuras Abiertas.....	49	
	6.13.2 Barreras contra tsunamis.....	49	
	6.13.2.1 Información sobre Edificios Existentes y Otras Estructuras a Proteger.....	49	
	6.13.2.2 Disposición del Sitio.....	49	
6.14	Estructuras de Refugio de Evacuación Vertical de Tsunami.....	49	
	6.14.1 Elevación y profundidad mínimas de inundación.....	49	
	6.14.2 Refugio de Carga Viva.....	49	
	6.14.3 Impactos de colocación.....	49	
	6.14.4 Información sobre Documentos de Construcción.....	49	
	6.14.5 Revisión por pares.....	49	
6.15	Componentes y sistemas no estructurales designados.....	50	
	Requisitos de desempeño.....	50	
6.16	Estructuras no edificables de categoría de riesgo de tsunami III y IV.....	50	
	Requisitos para Estructuras No Edificables Categoría III de Riesgo de Tsunami.....	50	
	6.16.2 Requisitos para Estructuras No Edificables Categoría IV de Riesgo de Tsunami.....	50	
6.17	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	50	
<b>7</b>	<b>CARGAS DE NIEVE.....</b>	<b>7.1</b>	<b>51</b>
	Definiciones y Símbolos.....	7.1.1	51
	Definiciones.....		51
	7.1.2 simbolos .....		51
7.2	Cargas de nieve en el suelo,pagsgramo.....	51	
7.3	Cargas de nieve de techo plano,pagsF.....	51	
	7.3.1 factor de exposición,Cmi.....		52
	7.3.2 Factor Térmico,Ct .....		52
	7.3.3 factor de importancia,I <sub>s</sub> .....		52
	7.3.4 Carga mínima de nieve para techos de pendiente baja,pagsmetro.....		52
7.4	Cargas de nieve de techo inclinado,pags.....	54	
	7.4.1 Factor de pendiente de techo caliente,Cs.....		54
	7.4.2 Factor de pendiente de techo frío,Cs.....		54
	7.4.3 Factor de pendiente del techo para techos curvos.....		54
	7.4.4 Factor de pendiente del techo para techos de placa plegada múltiple, dientes de sierra y bóveda de cañón.....		54
	7.4.5 Presas de hielo y carámbanos a lo largo de los aleros.....		54
	7.4.6 Cargas de nieve en techos inclinados para estructuras sustentadas por aire.....		54
7.5	Carga parcial.....	7.5.1	54
	Sistemas de haz continuo.....		54
	7.5.2 Otros Sistemas Estructurales.....		57
7.6	Cargas de nieve del techo desequilibradas.....	7.6.1	57
	Cargas de nieve desequilibradas para techos a cuatro aguas y a dos aguas.....		57
	7.6.2 Cargas de nieve desequilibradas para techos curvos.....		58
	7.6.3 Cargas de nieve desequilibradas para placa plegada múltiple, diente de sierra y barril Techos de bóveda.....		59
	7.6.4 Cargas de nieve desequilibradas para techos de domo.....		59
7.7	Derivas en techos inferiores (sombra aerodinámica).....	7.7.1	59
	Techo inferior de una estructura.....		59
	7.7.2 Estructuras Adyacentes.....		59
	7.7.3 Intersección de derivas en techos bajos.....		60
7.8	Proyecciones de techo y parapetos.....		61
7.9	Nieve deslizante.....		61
7.10	Carga con recargo por lluvia sobre nieve.....		62
7.11	Estanqueidad de la inestabilidad.....		62
7.12	Techos existentes.....		62

7.13	Nieve en estructuras de equipos de armazón abierto.....	7.13.1	63
	Nieve en el Nivel Superior.....		63
	7.13.2 Nieve en niveles por debajo del nivel superior.....		63
	7.13.3 Cargas de nieve en tuberías y bandejas portacables.....		64
	7.13.4 Cargas de nieve sobre equipos y plataformas de equipos.....		64
7.14	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....		64
<b>8</b>	<b>CARGAS DE LLUVIA.....</b>	<b>8.1</b>	<b>sesenta y cinco</b>
	Definiciones y Símbolos.....	8.1.1	sesenta y cinco
	Definiciones.....		sesenta y cinco
	8.1.2 simbolos .....		sesenta y cinco
8.2	Drenaje del techo.....		sesenta y cinco
8.3	Cargas de lluvia de diseño.....		sesenta y cinco
8.4	Inestabilidad por estancamiento y carga por estancamiento.....		sesenta y cinco
8.5	Drenaje controlado.....		sesenta y cinco
8.6	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....		sesenta y cinco
<b>9</b>	<b>RESERVADO PARA FUTURAS DISPOSICIONES.....</b>		<b>67</b>
<b>10</b>	<b>CARGAS DE HIELO: CONGELACIÓN ATMOSFÉRICA.....</b>	<b>10.1</b>	<b>69</b>
	generales .....	10.1.1	69
	Estudios específicos del sitio.....	Cargas	69
	10.1.2 Dinámicas .....		69
	10.1.3 Exclusiones.....		69
10.2	Definiciones.....		69
10.3	simbolos .....	Cargas de hielo causadas por	69
10.4	lluvia helada.....	10.4.1	70
	Peso del hielo.....	Espesor nominal del	70
	10.4.2 hielo.....	Factor de	70
	10.4.3 altura.....	Factores de	70
	10.4.4 importancia.....	Factor	70
	10.4.5 topográfico.....	Espesor del hielo de diseño	70
	10.4.6 para lluvia helada.....		71
10.5	Viento en estructuras cubiertas de hielo.....	10.5.1	71
	Viento en Chimeneas, Tanques y Estructuras Similares Cubiertos de Hielo.....		71
	10.5.2 Viento en paredes independientes sólidas cubiertas de hielo y señales sólidas.....		71
	10.5.3 Viento en letreros abiertos cubiertos de hielo y marcos de celosía.....	Viento	71
	10.5.4 en torres de celosía cubiertas de hielo.....	Viento en cables y tipos	71
	10.5.5 cubiertos de hielo.....		71
10.6	Temperaturas de diseño para lluvia helada.....	Carga	71
10.7	parcial.....	Procedimiento de	71
10.8	diseño.....	Estándares de consenso y otros	71
10.9	documentos de referencia.....		71
<b>11</b>	<b>CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO.....</b>	<b>11.1</b>	<b>77</b>
	generales .....	11.1.1	77
	Finalidad.....		77
	11.1.2 Alcance.....		77
	11.1.3 Aplicabilidad.....		77
	11.1.4 Materiales y métodos alternativos de construcción.....		77
	11.1.5 Garantía de calidad.....		77
11.2	Definiciones.....		77
11.3	simbolos .....		81
11.4	Valores sísmicos del movimiento del suelo.....	11.4.1	83
	Sitos Cercanos a la Falla.....		83
	11.4.2 Parámetros de aceleración asignados.....		83
	11.4.3 Clase de sitio.....		84
	11.4.4 Coeficientes de sitio y terremoto máximo considerado como objetivo de riesgo (MCE <sub>R</sub> )		84
	Parámetros de aceleración de respuesta espectral.....		
	11.4.5 Parámetros de aceleración espectral de diseño.....		84
	11.4.6 Espectro de respuesta de diseño.....		84
	11.4.7 Terremoto Máximo Considerado como Objetivo de Riesgo (MCE <sub>R</sub> ) Espectro de respuesta.....		85

11.5	11.4.8 Procedimientos de movimiento de tierra específicos del sitio.....	85
	Factor de Importancia y Categoría de Riesgo.....	85
	Factor de importancia.....	85
11.6	11.5.2 Acceso Protegido para Categoría de Riesgo IV.....	85
11.7	Categoría de Diseño Sísmico.....	85
11.8	Requisitos de diseño para la categoría de diseño sísmico A .....	86
	Riesgos Geológicos e Investigación Geotécnica.....	86
	Limitación del sitio para las categorías de diseño sísmico E y F.....	86
	11.8.2 Requisitos del informe de investigación geotécnica para el diseño sísmico	
	Categorías C a F.....	86
	11.8.3 Requisitos adicionales del informe de investigación geotécnica para estudios sísmicos	
	Categorías de diseño D a F.....	86
11.9	Movimientos verticales del terreno para el diseño sísmico.....	87
	11.9.1 Generalidades.....	87
	11.9.2 MCErEspectro de respuesta vertical.....	87
11.10	11.9.3 Espectro de respuesta vertical de diseño.....	87
	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	87
12	<b>REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN.....</b>	12.1 89
	Bases de Diseño Estructural.....	12.1.1 Requisitos básicos.....
		89
	12.1.2 Diseño de miembro, diseño de conexión y límite de deformación.....	89
	12.1.3 Trayectoria de carga continua e interconexión.....	89
	12.1.4 Conexión a Soportes.....	89
	12.1.5 Diseño de cimientos.....	89
	12.1.6 Diseño de materiales y requisitos de detallado.....	89
12.2	Selección del Sistema Estructural.....	12.2.1 Selección y limitaciones.....
		89
	12.2.1.1 Sistemas Estructurales Alternativos.....	93
	12.2.1.2 Elementos de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.....	93
	12.2.2 Combinaciones de sistemas de entramado en diferentes direcciones.....	93
	12.2.3 Combinaciones de Sistemas de Armazones en la Misma Dirección.....	93
	12.2.3.1 R, Cd, y Ω₀Valores para Combinaciones Verticales.....	93
	12.2.3.2 Procedimiento de análisis de dos etapas.....	93
	12.2.3.3 R, Cd, y Ω₀Valores para Combinaciones Horizontales.....	94
	12.2.4 Requisitos de detalles de estructuras combinadas .....	94
	12.2.5 Requisitos específicos del sistema.....	12.2.5.1
	Sistema dual.....	94
	12.2.5.2 Sistemas de columnas en voladizo.....	94
	12.2.5.3 Estructuras tipo péndulo invertido.....	94
	12.2.5.4 Límite de altura estructural aumentado para pórticos de acero arriostrados excéntricamente, acero	
	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente, pórticos arriostrados de acero con restricción de pandeo,	
	muros de cortante de placa especial de acero y muros de cortante de hormigón armado especial.	94
	12.2.5.5 Pórticos especiales de momento en estructuras asignadas a las categorías de	
	diseño sísmico D a F .....	94
	Marcos de momento	
	12.2.5.6 ordinarios de acero.....	94
	Pórticos de momento	
	12.2.5.7 intermedio de acero.....	95
	Sistemas interactivos de	
	12.2.5.8 marco de pared de corte .....	96
12.3	Flexibilidad del diafragma, irregularidades de configuración y redundancia.....	96
	12.3.1 Flexibilidad del diafragma.....	96
	12.3.1.1 Condición de diafragma flexible.....	96
	12.3.1.2 Condición de diafragma rígido.....	96
	12.3.1.3 Condición de diafragma flexible calculada.....	96
	12.3.2 Clasificación Irregular y Regular.....	12.3.2.1
	Irregularidad horizontal.....	96
	12.3.2.2 Irregularidad vertical.....	96
	Limitaciones y	
	12.3.3 Requerimientos Adicionales para Sistemas con Irregularidades Estructurales.....	97
	12.3.3.1 Irregularidades horizontales y verticales prohibidas para las categorías de	
	diseño sísmico D a F .....	97
	12.3.3.2 Pisos extremadamente débiles.....	97
	12.3.3.3 Elementos que soportan muros o pórticos discontinuos.....	97
	12.3.3.4 Aumento de fuerzas causado por irregularidades para el diseño sísmico	
	Categorías D a F .....	97

12.3.4	redundancia .....	12.3.4.1 Condiciones .....	98
	donde el valor de $p$ es 1.0 .....		98
	12.3.4.2 Factor de redundancia, $p$ , para las categorías de diseño sísmico D a F .....		98
12.4	Efectos y combinaciones de cargas sísmicas.....	12.4.1 .....	98
	Aplicabilidad.....		98
	12.4.2 Efecto de carga sísmica.....		98
	12.4.2.1 Efecto de carga sísmica horizontal.....		99
	12.4.2.2 Efecto de carga sísmica vertical.....	Efectos de la	99
12.4.3	carga sísmica, incluida la sobreerresistencia.....	12.4.3.1 .....	99
	Efecto de carga sísmica horizontal, incluida la sobreerresistencia.....		99
	12.4.3.2 Efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada.....	Fuerza .....	99
12.4.4	Ascendente Mínima para Voladizos Horizontales para Diseño Sísmico		
	Categorías D a F .....		99
12.5	Dirección de carga.....	12.5.1 .....	99
	Criterios de Dirección de Carga .....		99
	12.5.2 Categoría de diseño sísmico B .....		99
12.5.3	12.5.3 Categoría de diseño sísmico C .....		100
	12.5.3.1 Estructuras con Sistema de Irregularidades No Paralelas .....		100
12.5.4	12.5.4 Categorías de diseño sísmico D a F .....		100
12.6	Selección del procedimiento de análisis .....		100
12.7	Criterios de modelado .....	12.7.1 Modelado de	100
	cimientos .....		100
	12.7.2 Peso sísmico efectivo .....		100
	12.7.3 Modelado estructural .....		101
	12.7.4 Efectos de interacción .....		101
12.8	Procedimiento de fuerza lateral equivalente (ELF) .....	12.8.1 .....	101
	Cortante base sísmico .....		101
	12.8.1.1 Cálculo del Coeficiente de Respuesta Sísmica .....		101
	12.8.1.2 Reducción de la interacción suelo-estructura .....		101
	12.8.1.3 Máximo $S_{sd}$ Valor en Determinación de $C_{sym}$ .....	Determinación	101
12.8.2	del período .....	12.8.2.1 Período .....	102
	Fundamental Aproximado .....	Distribución Vertical de	102
12.8.3	Fuerzas Sísmicas .....	Distribución Horizontal de	102
12.8.4	Fuerzas .....	12.8.4.1 Torsión .....	102
	inherente .....		103
	12.8.4.2 Torsión accidental .....		103
	12.8.4.3 Amplificación del momento de torsión accidental .....		103
12.8.5	Volcando .....	Determinación de la deriva	103
12.8.6	12.8.6 de la historia .....	12.8.6.1 Cortante base mínimo .....	103
	para calcular la deriva .....		104
	12.8.6.2 Período para calcular la deriva .....	Efectos P- .....	104
12.8.7	Delta .....		104
12.9	Análisis Dinámico Lineal .....		104
12.9.1	Análisis de espectro de respuesta modal .....	12.9.1.1 .....	104
	Número de modos .....		104
	12.9.1.2 Parámetros de respuesta modal .....		104
	12.9.1.3 Parámetros de respuesta combinados .....		104
	12.9.1.4 Valores de diseño de escala de respuesta combinada .....		104
	12.9.1.5 Distribución de cortante horizontal .....		105
	12.9.1.6 Efectos P-Delta .....		105
	12.9.1.7 Reducción de la interacción suelo-estructura .....		105
	12.9.1.8 Modelado Estructural .....	Análisis de	105
12.9.2	historial de respuesta lineal .....	12.9.2.1 Requisitos	105
	generales .....		105
	12.9.2.2 Requisitos generales de modelado .....		105
	12.9.2.3 Selección y Modificación del Movimiento Terrestre .....		105
	12.9.2.4 Aplicación de Historiales de Aceleración del Suelo .....		105
	12.9.2.5 Modificación de Respuesta para Diseño .....		105
	12.9.2.6 Envoltorio de cantidades de respuesta de fuerza .....		106
	12.9.2.7 Envoltorio de cantidades de respuesta de desplazamiento .....		106
12.10	Diafragmas, acordes y colectores .....	12.10.1 Diseño de	106
	diafragma .....		106
	12.10.1.1 Fuerzas de diseño del diafragma .....		106

12.10.2 Elementos colectores.....	106
12.10.2.1 Elementos colectores que requieren combinaciones de carga, incluida la sobrerresistencia para las categorías de diseño sísmico C a F.....	106
12.10.3 Provisiones de Diseño Alternativo para Diafragmas, Incluidos Cordones y Colectores.....	107
12.10.3.1 Diseño.....	107
12.10.3.2 Fuerzas sísmicas de diseño para diafragmas, incluidos cordones y colectores.....	107
12.10.3.3 Fuerzas de transferencia en diafragmas.....	108
12.10.3.4 Colectores—Categorías de diseño sísmico C a F.....	108
12.10.3.5 Factor de reducción de la fuerza de diseño del diafragma.....	108
12.11 Muros Estructurales y Su Anclaje.....	108
12.11.1 Diseño para fuerzas fuera del plano.....	108
12.11.2 Anclaje de muros estructurales y transferencia de fuerzas de diseño a diafragmas u otros elementos estructurales de soporte.....	108
12.11.2.1 Fuerzas de anclaje de pared.....	108
12.11.2.2 Requerimientos Adicionales para Anclaje de Muros Estructurales de Concreto o Mampostería a Diafragmas en Estructuras Asignadas a Protección Sísmica Categorías de diseño C a F.....	109
12.12 Deriva y deformación.....	109
12.12.1 Límite de desviación de piso.....	109
12.12.1.1 Pórticos resistentes a momento en estructuras asignadas a diseño sísmico Categorías D a F.....	109
12.12.1.2 Deflexión del diafragma.....	109
12.12.1.3 Separación estructural.....	109
12.12.1.4 Barras que se extienden entre estructuras.....	110
12.12.1.5 Compatibilidad de deformación para las categorías de diseño sísmico D a F.....	110
12.13 Diseño de fundaciones.....	110
12.13.1 Base de diseño.....	110
12.13.2 Materiales de Construcción.....	110
12.13.3 Características de carga-deformación de la cimentación.....	110
12.13.4 Reducción del vuelco de los cimientos.....	110
12.13.5 Diseño de resistencia para capacidad geotécnica de cimientos.....	110
12.13.5.1 Fuerza Nominal.....	110
12.13.5.2 Factores de resistencia.....	111
12.13.5.3 Criterios de aceptación.....	111
12.13.6 Diseño de tensión admisible para capacidad geotécnica de cimentación.....	111
12.13.7 Requisitos para Estructuras Asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico C.....	111
12.13.7.1 Estructuras tipo poste.....	111
12.13.7.2 Lazos de cimentación.....	111
12.13.7.3 Requisitos de anclaje de pilotes.....	111
12.13.8 Requisitos para estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D a F.....	111
12.13.8.1 Estructuras tipo poste.....	111
12.13.8.2 Lazos de cimentación.....	111
12.13.8.3 Requisito general de diseño de pilotes.....	112
12.13.8.4 Pilas de talud.....	112
12.13.8.5 Requisitos de anclaje de pilotes.....	112
12.13.8.6 Empalmes de Segmentos de Pilote.....	112
12.13.8.7 Interacción pilote-suelo.....	112
12.13.8.8 Efectos de grupos de pilotes.....	112
12.13.9 Requisitos para Fundaciones en Sitios Licuables.....	112
12.13.9.1 Diseño de cimientos.....	112
12.13.9.2 Cimentaciones poco profundas.....	112
12.13.9.3 Cimentaciones Profundas.....	113
12.14 Criterios de diseño estructural alternativos simplificados para muros de carga o edificios simples	
Sistemas de marcos.....	114
Generalidades.....	114
12.14.1.1 Procedimiento de Diseño Simplificado.....	114
12.14.1.2 Documentos de referencia.....	114
12.14.1.3 Definiciones.....	114
12.14.1.4 Notación.....	114
12.14.2 Base de diseño.....	116
12.14.3 Efectos de carga sísmica.....	116
12.14.3.1 Efecto de carga sísmica.....	116
12.14.3.2 Efecto de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia.....	116
12.14.4 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas.....	117
12.14.4.1 Selección y limitaciones.....	117

12.14.4.2	Combinaciones de sistemas de estructura.....	117	
12.14.5	Flexibilidad del diafragma.....	117	
12.14.6	Aplicación de Carga.....	117	
12.14.7	Requisitos de diseño y detallado.....	117	
12.14.7.1	Conecciones.....	117	
12.14.7.2	Aberturas o esquinas de edificios entrantes.....	118	
12.14.7.3	Elementos colectores.....	118	
12.14.7.4	Diafragmas.....	118	
12.14.7.5	Anclaje de Muros Estructurales.....	118	
12.14.7.6	Muros de carga y muros de corte.....	118	
12.14.7.7	Anclaje de sistemas no estructurales.....	118	
12.14.8	Procedimiento de análisis de fuerza lateral simplificado.....	118	
12.14.8.1	Cortante base sísmico.....	118	
12.14.8.2	Distribución Vertical.....	119	
12.14.8.3	Distribución de cortante horizontal.....	119	
12.14.8.4	Vuelco.....	119	
12.14.8.5	Límites de deriva y separación de edificios.....	119	
12.15	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	119	
<b>13</b>	<b>REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.....</b>	<b>13.1</b>	
	generales .....	13.1.1	
	Alcance.....	121	
	13.1.2 Categoría de diseño sísmico.....	121	
	13.1.3 Factor de importancia del componente.....	121	
	13.1.4 Exenciones.....	121	
	13.1.5 Sistemas mecánicos y eléctricos modulares prefabricados.....	121	
	13.1.6 Aplicación de requisitos de componentes no estructurales a estructuras que no son de edificación.....	121	
	13.1.7 Documentos de Referencia.....	121	
	13.1.8 Documentos de referencia que utilizan el diseño de tensión admisible.....	122	
13.2	Requisitos generales de diseño.....	13.2.1 Requisitos aplicables para componentes, soportes y accesorios arquitectónicos, mecánicos y eléctricos.....	122
	13.2.2 Requisitos especiales de certificación para sistemas sísmicos designados.....	122	
	13.2.3 Daño emergente.....	122	
	13.2.3.1 Espacios libres entre Equipos, Sistemas de Distribución, Soportes, y gotas y ramitas del sistema de rociadores.....	122	
	13.2.4 Flexibilidad.....	Alternativa de Ensayos	122
	13.2.5 para Determinación de Capacidad Sísmica.....	Experimente la	122
	13.2.6 alternativa de datos para la determinación de la capacidad sísmica.....	123	
	13.2.7 Documentos de construcción.....	123	
13.3	Demandas sísmicas sobre componentes no estructurales.....	123	
	13.3.1 Fuerza de diseño sísmico.....	123	
	13.3.1.1 Fuerza Horizontal.....	123	
	13.3.1.2 Fuerza vertical.....	123	
	13.3.1.3 Cargas no sísmicas.....	123	
	13.3.1.4 Análisis dinámico.....	123	
	13.3.2 Desplazamientos sísmicos relativos.....	124	
	13.3.2.1 Desplazamientos dentro de Estructuras.....	124	
	13.3.2.2 Desplazamientos entre Estructuras.....	124	
	13.3.3 Componente Período.....	124	
13.4	Anclaje de componentes no estructurales.....	125	
	13.4.1 Fuerza de diseño en el archivo adjunto.....	125	
	13.4.2 Anclajes en hormigón o mampostería.....	125	
	13.4.2.1 Anclajes en Concreto.....	125	
	13.4.2.2 Anclajes en Mampostería.....	125	
	13.4.2.3 Anclajes instalados posteriormente en concreto y mampostería.....	125	
	13.4.3 Condiciones de instalación.....	125	
	13.4.4 Múltiples archivos adjuntos.....	125	
	13.4.5 Sujetadores accionados por energía.....	125	
	13.4.6 Clips de fricción.....	125	
13.5	Componentes Arquitectónicos.....	13.5.1	
	generales.....	125	
	13.5.2 Fuerzas y Desplazamientos.....	125	
	13.5.3 Elementos y conexiones de paredes exteriores no estructurales.....	125	

13.5.4	Vidrio. ....	Flexión fuera del	126	
13.5.5	plano. ....	Falsos	126	
13.5.6	techos. ....	13.5.6.1 Fuerzas	127	
	sísmicas. ....		127	
	13.5.6.2 Construcción estándar de la industria para losetas acústicas o lay-in			
	Techos de paneles. ....		127	
	13.5.6.3 Construcción Integral. ....	Suelos de	127	
13.5.7	Acceso. ....	13.5.7.1	127	
	Generalidades. ....		127	
	13.5.7.2 Pisos Especiales de Acceso. ....		127	
13.5.8	Particiones. ....	13.5.8.1	128	
	Generalidades. ....		128	
	13.5.8.2 Vidrio. ....	Vidrio en muros cortina	128	
13.5.9	vidriados, escaparates vidriados y tabiques vidriados. ....	13.5.9.1	128	
	Generalidades. ....		128	
	13.5.9.2 Límites de deriva sísmica para componentes de vidrio. ....		128	
13.5.10	Escaleras y rampas de salida. ....		128	
13.6	Componentes Mecánicos y Eléctricos. ....	13.6.1	129	
	Generalidades. ....		129	
13.6.2	Componentes Mecánicos. ....		130	
	13.6.2.1 Equipo HVACR. ....		130	
13.6.3	Componentes eléctricos. ....		130	
13.6.4	Soportes de componentes. ....		130	
	13.6.4.1 Base de diseño. ....		130	
	13.6.4.2 Diseño para desplazamiento relativo. ....		130	
	13.6.4.3 Adjunto de Soporte al Componente. ....		130	
	13.6.4.4 Requisitos de detallado de materiales. ....		130	
	13.6.4.5 Requisitos Adicionales. ....	Sistemas de	131	
13.6.5	Distribución: Conductos, Charolas y Canalizaciones. ....	Sistemas de	131	
13.6.6	Distribución: Sistemas de Ductos. ....	Sistemas de	131	
13.6.7	Distribución: Sistemas de Tuberías y Tuberías. ....	13.6.7.1	132	
	Sistemas de tuberías a presión ASME. ....		132	
	13.6.7.2 Sistemas de tuberías de rociadores de protección contra incendios. ....		132	
	13.6.7.3 Excepciones. ....	Sistemas de	132	
13.6.8	Distribución: Trapecios con Combinación de Sistemas. ....	Líneas de	133	
13.6.9	Servicios y Utilidades. ....		133	
13.6.10	Calderas y Recipientes a Presión. ....		133	
13.6.11	Requisitos de diseño de ascensores y escaleras mecánicas. ....		133	
	13.6.11.1 Escaleras mecánicas, ascensores y sistemas estructurales de huecos. ....		133	
	13.6.11.2 Soportes y accesorios para equipos de ascensores y controladores. ....		133	
	13.6.11.3 Controles sísmicos para ascensores. ....		133	
	13.6.11.4 Placas de retención. ....		133	
13.6.12	Paneles solares en la azotea. ....		133	
13.6.13	Otros Componentes Mecánicos y Eléctricos. ....		134	
13.7	Estándares de consenso y otros documentos de referencia. ....		134	
14	DISEÑO SÍSMICO ESPECÍFICO DEL MATERIAL Y REQUISITOS DE DETALLE .....	14.0	135	
14.1	Alcance .....		135	
	Acero. ....	14.1.1 Documentos de	135	
	referencia. ....		135	
	14.1.2 Acero estructural. ....		135	
	14.1.2.1 Generalidades. ....		135	
	14.1.2.2 Requisitos sísmicos para estructuras de acero estructural. ....		135	
	14.1.3	Acero conformado en frío. ....	14.1.3.1	135
	Generalidades. ....		135	
	14.1.3.2 Requisitos sísmicos para estructuras de acero conformadas en frío. ....		135	
	14.1.4	Construcción de marco ligero de acero conformado en frío .....		135
	14.1.4.1 Generalidades. ....		135	
	14.1.4.2 Requisitos sísmicos para la construcción de estructuras ligeras de acero conformado en frío. ....		135	
	14.1.4.3 Construcción prescriptiva de marco liviano de acero conformado en frío. ....		135	
	14.1.5	Diaphragmas de plataforma de acero formados en frío. ....	Open	136
	14.1.6	Web Steel Joists y Joist Girders. ....	Cables de	136
	14.1.7	acero. ....	Requisitos de detalles adicionales para	136
	14.1.8	pilotes de acero en las categorías de diseño sísmico D a F.		136

14.2	Hormigón .....	14.2.1 Documentos de Referencia.....	136
	14.2.2 Modificaciones a ACI 318.....	136	
	14.2.2.1 Definiciones.....	136	
	14.2.2.2 ACI 318, Sección 10.7.6.....	136	
	14.2.2.3 Alcance.....	136	
	14.2.2.4 Muros Estructurales Prefabricados Intermedios.....	136	
	14.2.2.5 Muros Estructurales Prefabricados Especiales.....	136	
	14.2.2.6 Cimientos.....	136	
	14.2.2.7 Muros de cortante de hormigón simple detallados.....	136	
	14.2.3 Requisitos de detalle adicionales para pilotes de hormigón.....	137	
	14.2.3.1 Requisitos de pilotes de hormigón para categoría de diseño sísmico C.....	137	
	14.2.3.2 Requisitos de pilotes de hormigón para las categorías de diseño sísmico D a F.....	137	
	14.2.4 Requisitos adicionales de diseño y detalles para diafragmas de hormigón prefabricado.....	139	
	14.2.4.1 Niveles de Demanda Sísmica del Diafragma.....	139	
	14.2.4.2 Opciones de diseño de diafragma.....	139	
	14.2.4.3 Conector de diafragma o deformabilidad del refuerzo de unión.....	139	
	14.2.4.4 Conector de diafragma de hormigón prefabricado y refuerzo de juntas Procedimiento de Clasificación.....	140	
14.3	Estructuras mixtas de acero y hormigón.....	14.3.1	142
	Documentos de Referencia.....		142
	14.3.2 Generalidades.....		142
	14.3.3 Requisitos sísmicos para estructuras compuestas de acero y hormigón.....		142
	14.3.4 Pilotes de hormigón con cubierta metálica.....		142
14.4	Albañilería .....	14.4.1 Documentos de referencia.....	142
	14.4.2 RFactores.....		142
	14.4.3 Modificaciones al Capítulo 7 de TMS 402 .....		142
	14.4.3.1 Juntas de separación.....		142
	14.4.4 Modificaciones al Capítulo 6 de TMS 402 .....		142
	14.4.4.1 Requisitos y detalles de refuerzo.....		142
	14.4.5 Modificaciones al Capítulo 9 de TMS 402 .....		143
	14.4.5.1 Anclaje a Mampostería.....		143
	14.4.5.2 Vigas de Acoplamiento.....		143
	14.4.5.3 Muros con esfuerzo axial mayorado mayor que $0.05F_0$ metro.....		143
	14.4.5.4 Llaves de corte.....	Modificaciones al Capítulo 12 de TMS 402.....	143
	14.4.6 Capítulo 12 de TMS 402.....	14.4.6.1 Anclajes para láminas de metal corrugado.....	143
	14.4.7 602.....	Modificaciones al TMS 14.4.7.1 Procedimientos de construcción.....	143
14.5	Madera .....	14.5.1	143
	Documentos de referencia.....		143
14.6	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....		143
15	REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS QUE NO SON DE CONSTRUCCIÓN .....	15.1	145
	generales .....	15.1.1 Estructuras no edificables.....	145
	15.1.2 Diseño.....		145
	15.1.3 Selección del Procedimiento de Análisis Estructural.....		145
	15.1.4 Estructuras que no son de edificación sensibles a los movimientos verticales del terreno.....		145
	15.1.4.1 Criterios de dirección de carga para estructuras que no son de edificación sensibles a la vertical Movimientos de tierra.....		146
15.2	Esta sección se dejó en blanco intencionalmente; consulte la sección 15.8.....		146
15.3	Estructuras no edificables soportadas por otras estructuras.....		146
	15.3.1 Condición de peso combinado inferior al 25 %.....		146
	15.3.2 Condición de peso combinado mayor o igual al 25 %.....		146
	15.3.3 Componentes Arquitectónicos, Mecánicos y Eléctricos.....		146
15.4	Requisitos de diseño estructural.....	15.4.1 Base de diseño.....	146
	15.4.1.1 Factor de Importancia.....		149
	15.4.2 Estructuras rígidas que no son de edificación.....		149
	15.4.3 Cargas.....		149
	15.4.4 Período Fundamental.....		149
	15.4.5 Límite de deriva.....		150

15.4.6	Requisitos de materiales. ....	Deriva, deflexión	150
15.4.7	y separación de estructuras. ....	Espectros de respuesta	150
15.4.8	específicos del sitio. ....	Anclajes en Concreto o	150
15.4.9	Mampostería. ....	15.4.9.1 Anclajes en Concreto. ....	150
	15.4.9.2 Anclajes en Mampostería. ....	150	
	15.4.9.3 Anclajes postinstalados en concreto y mampostería. ....	150	
	15.4.9.4 Anclajes ASTM F1554. ....	150	
15.4.10	Requisitos para cimientos de estructuras no edificables en sitios licuables. ....	150	
15.4.10.1	Estructuras que no son de edificación sobre cimientos poco profundos. ....	150	
15.5	Estructuras no edificables similares a edificios. ....	15.5.1	150
	Generalidades. ....	150	
15.5.2	Bastidores de tuberías. ....	150	
	15.5.2.1 Base de diseño. ....	150	
15.5.3	Bastidores de almacenamiento. ....	150	
	15.5.3.1 Bastidores de almacenamiento de acero. ....	150	
	15.5.3.2 Estanterías de almacenamiento en voladizo de acero. ....	151	
	15.5.3.3 Estanterías de almacenamiento en voladizo de acero. ....	151	
	15.5.3.3 Alternativa. ....	151	
15.5.4	15.5.3.3 Alternativa. ....	Instalaciones de generación de energía eléctrica. ....	151
	Generalidades. ....	15.5.4.1	151
	15.5.4.2 Base de diseño. ....	Torres Estructurales	151
15.5.5	para Tanques y Embarcaciones. ....	15.5.5.1	151
	Generalidades. ....	Muelles y	151
15.5.6	Embarcaderos. ....	15.5.6.1	152
	Generalidades. ....	152	
	15.5.6.2 Base de diseño. ....	152	
15.6	Requisitos generales para estructuras no edificables que no son similares a edificios. ....	152	
15.6.1	Estructuras de Contención de Tierras. ....	152	
15.6.2	Chimeneas y Chimeneas. ....	152	
	15.6.2.1 Generalidades. ....	152	
	15.6.2.2 Chimeneas y Chimeneas de Concreto. ....	152	
	15.6.2.3 Chimeneas y chimeneas de acero. ....	Estructuras de entretenimiento. ....	152
15.6.3	Estructuras Hidráulicas	152	
15.6.4	Especiales. ....	15.6.4.1 Base de diseño. ....	153
	Sistemas de Contención	153	
15.6.5	Secundaria. ....	15.6.5.1	153
	Francobordo. ....	Torres de telecomunicaciones. ....	153
15.6.6	Estructuras de soporte	153	
15.6.7	tubulares de acero para sistemas de generadores de turbinas eólicas en tierra. ....	153	
15.6.8	Muros o vallas en voladizo apoyados en el suelo. ....	15.6.8.1	153
	General. ....	153	
	15.6.8.2 Base de diseño. ....	153	
15.7	Tanques y Buques. ....	15.7.1	153
	Generalidades. ....	153	
15.7.2	Base de diseño. ....	153	
15.7.3	Resistencia y Ductilidad. ....	154	
15.7.4	Flexibilidad de los accesorios de tubería. ....	154	
15.7.5	Anclaje. ....	155	
15.7.6	Tanques de almacenamiento de líquidos apoyados en tierra. ....	155	
	15.7.6.1 Generalidades. ....	155	
15.7.7	Tanques y Recipientes para Almacenamiento y Tratamiento de Agua. ....	158	
	15.7.7.1 Acero Soldado. ....	158	
	15.7.7.2 Acero atornillado. ....	158	
	15.7.7.3 Concreto Armado y Pretensado. ....	Tanques y Recipientes Petroquímicos e Industriales para Almacenamiento de Líquidos. ....	158
15.7.8	15.7.8.1	158	
	Acero Soldado. ....	158	
	15.7.8.2 Acero atornillado. ....	158	
	15.7.8.3 Concreto Armado y Pretensado. ....	Tanques de almacenamiento apoyados en tierra para materiales granulares. ....	158
15.7.9	15.7.9.1 Generalidades. ....	158	
	15.7.9.2 Determinación de la fuerza lateral. ....	158	
	15.7.9.3 Distribución de fuerza a Shell y Foundation. ....	158	
	15.7.9.4 Estructuras de Acero Soldado. ....	158	

15.7.9.5	Estructuras de acero atornilladas.....	158
15.7.9.6	Estructuras de Hormigón Armado.....	158
15.7.9.7	Estructuras de Hormigón Pretensado.....	158
15.7.10	Tanques y Recipientes Elevados para Líquidos y Materiales Granulares.....	159
15.7.10.1	Generalidades.....	159
15.7.10.2	Masa Efectiva.....	159
15.7.10.3	Efectos P-Delta.....	159
15.7.10.4	Transferencia de Fuerzas Laterales a la Torre de Apoyo.....	159
15.7.10.5	Evaluación de Estructuras Sensible a la Falla por Pandeo.....	159
15.7.10.6	Estructuras de almacenamiento de agua de acero soldado.....	159
15.7.10.7	Tanques de pedestal de concreto (compuestos).....	159
15.7.11	Calderas y Recipientes a Presión.....	159
15.7.11.1	Generalidades.....	159
15.7.11.2	Calderas y recipientes a presión ASME.....	159
15.7.11.3	Adjuntos de Equipo Interno y Refractario.....	159
15.7.11.4	Acoplamiento de Vasija y Estructura de Soporte.....	160
15.7.11.5	Masa Efectiva.....	160
15.7.11.6	Otras Calderas y Recipientes a Presión.....	160
15.7.11.7	Soportes y Fijaciones para Calderas y Recipientes a Presión.....	160
15.7.12	Esferas de líquido y gas.....	160
15.7.12.1	Generalidades.....	160
15.7.12.2	Esferas ASME.....	160
15.7.12.3	Adjuntos de Equipo Interno y Refractario.....	160
15.7.12.4	Masa Efectiva.....	160
15.7.12.5	Esferas soportadas por postes y varillas.....	160
15.7.12.6	Esferas apoyadas en faldones.....	160
15.7.13	Tanques y recipientes de almacenamiento de líquidos de gas refrigerados.....	160
15.7.13.1	Generalidades.....	160
15.7.14	Recipientes horizontales soportados por sillas de montar para almacenamiento de líquidos o vapores.....	161
15.7.14.1	Generalidades.....	161
15.7.14.2	Masa Efectiva.....	161
15.7.14.3	Diseño de Embarcaciones.....	161
15.8	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	161
 diecisésis	 ANÁLISIS DEL HISTORIAL DE RESPUESTA NO LINEAL.....	161
	Requerimientos generales .....	161.1
	Alcance .....	163
	16.1.2 Análisis lineal.....	163
	16.1.3 Análisis de respuesta vertical.....	163
	16.1.4 Documentación.....	163
16.2	Movimientos de tierra.....	163
	respuesta del objetivo.....	163
	16.2.1.1 Método 1.....	164
	16.2.1.2 Método 2.....	164
	16.2.2 movimiento de tierra.....	164
	16.2.3 movimiento del suelo.....	164
	Período para Escalamiento o Coincidencia.....	164
	16.2.3.2 Escalado de amplitud.....	164
	16.2.3.3 Coincidencia espectral.....	164
	16.2.4 Movimientos del Terreno al Modelo Estructural.....	164
16.3	Modelado y Análisis.....	164
	16.3.1 Modelado.....	164
	16.3.2 Carga de gravedad.....	165
	Efectos P-Delta.....	165
	16.3.4 Torsión.....	165
	Modadura.....	165
	16.3.6 Modelado de base explícito.....	165
16.4	Resultados del Análisis y Criterios de Aceptación.....	165
	16.4.1 Criterios de aceptación global.....	165
	16.4.1.1 Respuesta inaceptable.....	165
	16.4.1.2 Cambio de piso.....	165
	16.4.2 Criterios de aceptación a nivel de elemento.....	165
	16.4.2.1 Acciones controladas por la fuerza.....	165
	16.4.2.2 Acciones controladas por deformación.....	166

16.5	16.4.2.3 Elementos del sistema de resistencia a la fuerza de gravedad.....	166	
	Revisión de diseño ..... 16.5.1 Calificaciones	166	
	del Revisor.	166	
	16.5.2 Alcance de la revisión.	166	
16.6	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.	166	
<b>17</b>	<b>REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS AISLADA SÍSMICAMENTE.</b>	<b>17.1</b>	<b>167</b>
	generales..... 17.1.1	167	
	Definiciones.	167	
	17.1.2 Símbolos.	167	
17.2	Requisitos generales de diseño..... 17.2.1 Factor de Importancia.	168	
	17.2.2 Configuración.	168	
	17.2.3 Redundancia.	168	
	17.2.4 Sistema de aislamiento.	168	
	17.2.4.1 Condiciones Ambientales.....	168	
	17.2.4.2 Fuerzas del viento.....	168	
	17.2.4.3 Resistencia al fuego.....	168	
	17.2.4.4 Fuerza de Restauración Lateral.....	169	
	17.2.4.5 Restricción de desplazamiento.....	169	
	17.2.4.6 Estabilidad de carga vertical.....	169	
	17.2.4.7 Vuelco.....	169	
	17.2.4.8 Inspección y reemplazo.....	169	
	17.2.4.9 Control de Calidad. Sistema estructural..... 17.2.5.1 Distribución Horizontal de la Fuerza.	169	
	17.2.5.2 Separaciones mínimas de edificios.....	169	
	17.2.5.3 Estructuras no edificables.....	169	
	17.2.5.4 Pórticos ordinarios de acero arriostrados concéntricamente.....	169	
	17.2.5.5 Conexiones del sistema de aislamiento. Elementos de Estructuras y Componentes No Estructurales..... 17.2.6.1	169	
	Componentes en o por encima de la interfaz de aislamiento.....	169	
	17.2.6.2 Componentes que cruzan la interfaz de aislamiento.....	170	
	17.2.6.3 Componentes debajo de la interfaz de aislamiento. Efectos de carga sísmica y combinaciones de carga..... 17.2.7.1	170	
	Combinaciones de carga vertical de la unidad aisladora.....	170	
	17.2.8 Propiedades del sistema de aislamiento. 17.2.8.1	170	
	Tipos de componentes del sistema de aislamiento.....	170	
	17.2.8.2 Propiedades nominales de la unidad aisladora.....	170	
	17.2.8.3 Propiedades delimitadoras de los componentes del sistema de aislamiento.....	170	
	17.2.8.4 Factores de Modificación de la Propiedad.....	170	
	17.2.8.5 Comportamiento de fuerza-deflexión de límite superior e inferior de los componentes del sistema de aislamiento.....	171	
	17.2.8.6 Propiedades del sistema de aislamiento en desplazamientos máximos .....	171	
	17.2.8.7 Propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior con desplazamiento máximo.....	171	
17.3	Criterios de movimiento sísmico del suelo..... 17.3.1	171	
	Peligro sísmico específico del sitio.....	171	
	17.3.2 MCErEspecros de respuesta y parámetros de aceleración de respuesta espectral,SSRA,SMETRO1.....	171	
	17.3.3 MCErRegistros de movimiento de tierra.....	171	
17.4	Selección del procedimiento de análisis..... 17.4.1	172	
	Procedimiento de fuerza lateral equivalente.....	172	
	17.4.2 Procedimientos Dinámicos.....	172	
	17.4.2.1 Procedimiento de análisis del espectro de respuesta.....	172	
	17.4.2.2 Procedimiento de análisis del historial de respuestas.....	172	
17.5	Procedimiento de fuerza lateral equivalente..... 17.5.1	172	
	Generalidades.....	172	
	17.5.2 Características de deformación del sistema de aislamiento.....	172	
	17.5.3 Desplazamientos laterales mínimos requeridos para el diseño.....	172	
	17.5.3.1 Desplazamiento Máximo.....	172	
	17.5.3.2 Período Efectivo al Desplazamiento Máximo.....	173	
	17.5.3.3 Desplazamiento Máximo Total.....	173	

17.5.4	Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño.....	17.5.4.1	173
	Sistema de Aislamiento y Elementos Estructurales por debajo del Nivel Base.....		173
	17.5.4.2 Elementos Estructurales sobre el Nivel Base.....		174
	17.5.4.3 Límites de Vs.....	Distribución vertical de	174
17.5.5	la fuerza.....	Límites de	174
17.5.6	deriva.....		174
17.6	Procedimientos de Análisis Dinámico.....	17.6.1	175
	generales.....		175
	17.6.2 Modelado.....		175
	17.6.2.1 Sistema de Aislamiento.....		175
	17.6.2.2 Estructura aislada.....		175
	17.6.3 Descripción de Procedimientos.....		175
	17.6.3.1 Generalidades.....		175
	17.6.3.2 MCERMovimientos de tierra.....		175
	17.6.3.3 Procedimiento de análisis del espectro de respuesta.....		175
	17.6.3.4 Procedimiento de análisis del historial de respuestas.....		175
	17.6.4 Desplazamientos laterales mínimos y fuerzas.....		175
	17.6.4.1 Sistema de Aislamiento y Elementos Estructurales por debajo del Nivel Base.....		175
	17.6.4.2 Elementos Estructurales sobre el Nivel Base.....		176
	17.6.4.3 Escalamiento de Resultados.....		176
	17.6.4.4 Límites de deriva.....		176
17.7	Revisión de diseño .....		176
17.8	Prueba .....		176
	17.8.1 Generalidades.....		176
	17.8.1.1 Pruebas de Calificación.....		176
	17.8.2 Pruebas de prototipos.....		176
	17.8.2.1 Registro.....		176
	17.8.2.2 Secuencia y Ciclos.....		176
	17.8.2.3 Pruebas dinámicas.....		177
	17.8.2.4 Unidades Dependientes de la Carga Bilateral.....		177
	17.8.2.5 Carga Vertical Máxima y Mínima.....		177
	17.8.2.6 Sistemas de restricción de viento de sacrificio.....		177
	17.8.2.7 Pruebas de unidades similares.....		177
	17.8.3 Determinación de las características de fuerza-deflexión.....		178
	17.8.4 Adecuación de la muestra de prueba.....		178
	17.8.5 Pruebas de producción.....		178
17.9	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....		179
18	REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS CON SISTEMAS DE AMORTIGUACIÓN .....	18.1	181
	generales .....	18.1.1	181
	Alcance .....		181
	18.1.2 Definiciones .....		181
	18.1.3 Símbolos .....		181
18.2	Requisitos generales de diseño .....	18.2.1 Requisitos	183
	del sistema .....		183
	18.2.1.1 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas .....		183
	18.2.1.2 Sistema de Amortiguación .....	Criterios de	184
	movimiento sísmico del suelo .....	18.2.2.1	184
	Terremoto de Diseño y MCEREspectros de respuesta .....		184
	18.2.2.2 Terremoto de Diseño y MCERRegistros de movimiento de tierra .....		184
	18.2.3 Selección de procedimiento .....	18.2.3.1	184
	Procedimiento de espectro de respuesta .....		184
	18.2.3.2 Procedimiento de fuerza lateral equivalente .....		184
	18.2.4 Sistema de amortiguamiento .....	18.2.4.1	185
	Diseño del dispositivo .....		185
	18.2.4.2 Movimiento Multieje .....		185
	18.2.4.3 Inspección y Pruebas Periódicas .....		185
	18.2.4.4 Propiedades de diseño nominales .....		185
	18.2.4.5 Propiedades Máximas y Mínimas de los Amortiguadores .....		185
	18.2.4.6 Redundancia del Sistema de Amortiguación .....		185
18.3	Procedimiento de historial de respuesta no lineal .....	18.3.1	186
	Modelado de dispositivos amortiguadores .....		186
	18.3.2 Excentricidad de masa accidental .....		186

18.4	18.3.3 Parámetros de respuesta.....	186
	Condiciones de carga sísmica y criterios de aceptación para el procedimiento de historial de respuesta no lineal.....	186
	18.4.1 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas.....	186
	18.4.2 Sistema de Amortiguación.....	186
	18.4.3 Combinación de Efectos de Carga.....	186
	18.4.4 Criterios de Aceptación de los Parámetros de Respuesta de Interés.....	187
18.5	Revisión de diseño .....	187
18.6	Prueba ..... 18.6.1 Pruebas de prototipos.	187
	18.6.1.1 Registro de datos.....	187
	18.6.1.2 Secuencia y Ciclos de Prueba.....	187
	18.6.1.3 Prueba de dispositivos similares.....	188
	18.6.1.4 Determinación de las características de fuerza-velocidad-desplazamiento.....	188
	18.6.1.5 Idoneidad del dispositivo..... Pruebas de producción..	188
18.7	Procedimientos alternativos y criterios de aceptación correspondientes.....	189
	18.7.1 Procedimiento de espectro de respuesta.....	189
	18.7.1.1 Modelado.....	189
	18.7.1.2 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas.....	189
	18.7.1.3 Sistema de Amortiguación.....	190
	18.7.2 Procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente.....	191
	18.7.2.1 Modelado.....	191
	18.7.2.2 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas.....	191
	18.7.2.3 Sistema de Amortiguación.....	192
	18.7.3 Modificación de respuesta amortiguada..... 18.7.3.1 Coeficiente de amortiguamiento.....	193
	18.7.3.2 Amortiguación efectiva.....	193
	18.7.3.3 Demanda de Ductilidad Efectiva.....	194
	18.7.3.4 Demanda Máxima de Ductilidad Efectiva..... Condiciones de Carga Sísmica y Criterios de Aceptación para Procedimientos RSA y ELF..... 18.7.4.1 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas.....	195
	18.7.4.2 Sistema de Amortiguación.....	195
	18.7.4.3 Combinación de Efectos de Carga.....	195
	18.7.4.4 Fuerzas de diseño del sistema de amortiguamiento modal.....	195
	18.7.4.5 Condiciones de carga sísmica y combinación de respuestas modales.....	195
	18.7.4.6 Límites de respuesta inelástica.....	196
18.8	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	196
19	INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SÍSMICO..... 19.1 generales .....	197
	19.1.1	197
	Alcance .....	197
	19.1.2 Definiciones .....	197
	19.1.3 Símbolos .....	197
19.2	Demandas estructurales ajustadas SSI..... 19.2.1 Procedimiento de fuerza lateral equivalente.....	198
	19.2.2 Análisis dinámico lineal.....	198
	19.2.2.1 Espectro de respuesta de diseño general modificado SSI.....	198
	19.2.2.2 Espectro de respuesta específico del sitio SSI.....	199
	19.2.3 Procedimiento de historial de respuesta no lineal.....	199
19.3	Efectos de amortiguación de cimientos .....	199
	19.3.1 Requisitos de amortiguamiento de la fundación .....	199
	19.3.2 Relación de Amortiguamiento Efectivo .....	199
	19.3.3 radiación para cimentaciones rectangulares .....	199
	19.3.4 Amortiguamiento por radiación para cimentaciones circulares .....	200
	19.3.5 Amortiguación del suelo .....	201
19.4	Efectos Cinemáticos SSI .....	201
	19.4.1 Promedio de losa base .....	201
	19.4.2 Empotramiento .....	201
19.5	Estándares de consenso y otros documentos de referencia .....	202
20	PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN DE SITIOS PARA DISEÑO SÍSMICO..... 20.1 Clasificación del sitio .....	203
	Análisis de Respuesta de Sitio para Suelo Clase F de Sitio .....	203

20.3	Definiciones de clase de sitio.....	20.3.1 Sito Clase F.....	203 203
20.3.2	Clase E.....	Clases de sitio C, D y	203
20.3.3	E.....	Velocidad de onda de corte para el sitio	203
20.3.4	Clase B.....	Velocidad de onda cortante para sitio Clase	203
20.3.5	A.....		203
20.4	Definiciones de parámetros de clase de sitio.....	20.4.1 -Vs, Velocidad media de onda cortante.....	204 204
20.4.2	<sup>moy</sup> Resistencia a la penetración estándar de campo promedio y norte ch, Promedio Estándar		204
20.4.3	Resistencia a la penetración para capas de suelo sin cohesión..... - Stu, Resistencia media al corte sin drenaje.		204
20.5	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....		204
21	PROCEDIMIENTOS DE MOVIMIENTO DEL SUELO ESPECÍFICOS DEL SITIO PARA EL DISEÑO SÍSMICO.....	21.1	205
	Análisis de respuesta del sitio.....	21.1.1	205
	Movimientos básicos del suelo.....		205
	21.1.2 Modelado de la condición del sitio.....		205
	21.1.3 Análisis de respuesta del sitio y resultados computados.....		205
21.2	Terremoto Máximo Considerado con Objetivo de Riesgo (MCE <sub>R</sub> ) Análisis de riesgos de movimiento del suelo .....	21.2.1 Probabilístico (MCE <sub>R</sub> ) Movimientos de tierra..... 21.2.1.1 Método 1..... 21.2.1.2 Método 2.....	205 205 206 206
	21.2.2 Movimientos de tierra.....	Determinista (MCE <sub>R</sub> )	206
	21.2.3 .....	MCE específico del sitio	206
21.3	Espectro de respuesta de diseño.....		206
21.4	Parámetros de aceleración de diseño.....		206
21.5	Media Geométrica Mínima Considerada del Terremoto (MCE)GRAMO Aceleración máxima del suelo..... 21.5.1 MCE probabilísticoGRAMO Aceleración máxima del terreno..... 21.5.2 MCE deterministaGRAMO Aceleración máxima del terreno..... 21.5.3 MCE específico del sitioGRAMO Aceleración máxima del terreno.....	206 206 207 207	
21.6	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....		207
22	MAPAS DE MOVIMIENTO SÍSMICO DEL SUELO, TRANSICIÓN DE PERÍODO LARGO Y COEFICIENTE DE RIESGO .....	22.1 Referencias .....	209 209
	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....		236
23	DOCUMENTOS DE REFERENCIA DE DISEÑO SÍSMICO.....	23.1	237
	Normas de consenso y otros documentos de referencia.....		237
24	RESERVADO PARA FUTURAS DISPOSICIONES.....		241
25	RESERVADO PARA FUTURAS DISPOSICIONES.....		243
26	CARGAS DE VIENTO: REQUISITOS GENERALES.....	26.1 Procedimientos..... Alcance..... 26.1.2 Procedimientos Permitidos..... 26.1.2.1 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento..... 26.1.2.2 Componentes y Revestimiento.....	245 245 245 245 245 245
26.2	Definiciones.....		245
26.3	simbolos .....		247
26.4	generales .....	26.4.1 Convención de Signos..... 26.4.2 Condición de Carga Crítica..... 26.4.3 Presiones del viento que actúan sobre las caras opuestas de cada superficie del edificio.....	249 249 249 249
26.5	Mapa de peligro de viento.....	26.5.1 Velocidad básica del viento..... 26.5.2 Regiones Especiales de Viento..... 26.5.3 Estimación de Velocidades Básicas del Viento a partir de Datos Climáticos Regionales.....	249 249 249 249
26.6	Direccionalidad del viento.....		266
26.7	Exposición .....		266

26.7.1	Direcciones y Sectores del Viento.....	Categorías	266
26.7.2	de rugosidad superficial.....	Categorías de	266
26.7.3	exposición.....	Requisitos de	266
26.7.4	exposición.....	26.7.4.1 Procedimiento Direccional (Capítulo 27).....	266
		26.7.4.2 Procedimiento de Envolvente (Capítulo 28).....	266
		26.7.4.3 Procedimiento direccional para accesorios de construcción y otras estructuras (Capítulo 29).....	266
		26.7.4.4 Componentes y Revestimiento (Capítulo 30).....	266
26.8	Efectos topográficos.....	26.8.1 Aceleración del viento sobre colinas, crestas y escarpes.....	266
		26.8.2 Factor topográfico.....	268
26.9	Factor de elevación del suelo.....		268
26.10	Presión de velocidad.....	26.10.1 Coeficiente de exposición de presión de velocidad.....	268
26.11	26.10.2 Presión de Velocidad.....	Efectos de ráfagas.....	268
		26.11.1 Factor de efecto de ráfaga.....	269
	26.11.2 Determinación de frecuencia.....		269
		26.11.2.1 Limitaciones para la frecuencia natural aproximada.....	269
		26.11.3 Frecuencia natural aproximada.....	269
		26.11.4 Edificios rígidos u otras estructuras.....	269
		26.11.5 Edificios u otras estructuras flexibles o dinámicamente sensibles.....	270
		26.11.6 Análisis racional.....	270
		26.11.7 Limitaciones.....	
26.12		Clasificación del recinto.....	270
	Generalidades.....	26.12.1	270
	26.12.2 Aberturas.....		270
	26.12.3 Protección de Aberturas Vidriadas.....		270
		26.12.3.1 Regiones de desechos arrastrados por el viento.....	270
		26.12.3.2 Requisitos de protección para aberturas vidriadas.....	270
	26.12.4 Clasificaciones Múltiples.....	Coeficientes de presión interna.....	271
26.13		26.13.1 Factor de Reducción para Edificios de Gran Volumen,R <sub>i</sub> .....	271
		Limitación de tornados.....	271
26.14		Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	271
26.15			271
27	CARGAS DE VIENTO EN EDIFICIOS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL).....	27.1	273
	Alcance .....	27.1.1 Tipos de	273
	Edificios.....		273
	27.1.2 Condiciones.....		273
	27.1.3 Limitaciones.....		273
	27.1.4 Blindaje.....		273
	27.1.5 Cargas mínimas de viento de diseño.....		273
	Parte 1: Edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos de todas las alturas.....	27.2	273
	Requerimientos generales .....	27.2.1 Parámetros	273
	de carga de viento especificados en el Capítulo 26.....		274
27.3	Cargas de viento: Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento.....		274
	27.3.1 Edificaciones Cerradas y Parcialmente Cerradas Rígidas y Flexibles.....		274
	27.3.2 Edificios abiertos con techos libres de una pendiente, inclinados o en canal.....		274
	27.3.3 Voladizos de techo.....		274
	27.3.4 Parapetos.....		274
	27.3.5 Casos de carga de viento de diseño.....		274
	Parte 2: Edificios cerrados de diafragma simple con $h \leq 160$ pies ( $xh \leq 48,8m$ ).....	27.4	284
	Requerimientos generales .....	27.4.1	284
	Procedimiento de diseño.....		284
	27.4.2 Condiciones.....		284
	27.4.3 Parámetros de carga de viento especificados en el Capítulo 26.....		284
	27.4.4 Efectos topográficos.....		284
	27.4.5 Flexibilidad del diafragma.....		284

27.5	Cargas de viento: Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento.....	284
	27.5.1 Superficies de Paredes y Techos: Edificios Clase 1 y 2.....	284
	27.5.2 Parapetos.....	284
	27.5.3 Voladizos de techo.....	285
27.6	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	285
<b>28</b>	<b>CARGAS DE VIENTO EN EDIFICIOS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DE ENVOLVENTE)</b>	<b>28.1</b>
	Alcance .....	28.1.1 Tipos de
	Edificios.....	311
	28.1.2 Condiciones.....	311
	28.1.3 Limitaciones.....	311
	28.1.4 Blindaje.....	311
	Parte 1: Edificios de baja altura cerrados y parcialmente cerrados.....	28.2
	Requerimientos generales .....	28.2.1 Parámetros
	de carga de viento especificados en el Capítulo 26.....	311
28.3	Cargas de viento: Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento.....	311
	28.3.1 Presión de viento de diseño para edificios de baja altura.....	311
	28.3.1.1 Coeficientes de presión externa ( $GC_{por\ favor}$ ).....	314
	28.3.2 Parapetos.....	314
	28.3.3 Voladizos de techo.....	314
	28.3.4 Cargas mínimas de viento de diseño.....	314
	28.3.5 Cargas de viento horizontales en edificios abiertos o parcialmente cerrados con pórticos transversales y techos inclinados.....	314
	Parte 2: Edificios bajos cerrados de diafragma simple.....	28.4
	Requerimientos generales .....	28.4.1 Parámetros
	de carga de viento especificados en el Capítulo 26.....	315
28.5	Cargas de viento: Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento.....	315
	28.5.1 Alcance.....	315
	28.5.2 Condiciones.....	315
	28.5.3 Cargas de viento de diseño.....	315
	28.5.4 Cargas mínimas de viento de diseño.....	315
28.6	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	315
<b>29</b>	<b>CARGAS DE VIENTO SOBRE LOS ACCESORIOS DE LA CONSTRUCCIÓN Y OTRAS ESTRUCTURAS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL)</b>	<b>29.1</b>
	Alcance .....	29.1.1 Tipos de
	estructuras.....	321
	29.1.2 Condiciones.....	321
	29.1.3 Limitaciones.....	321
	29.1.4 Blindaje.....	321
29.2	Requerimientos generales .....	29.2.1 Parámetros
	de carga de viento especificados en el Capítulo 26.....	322
29.3	Cargas de viento de diseño: Paredes independientes sólidas y letreros sólidos.....	322
	29.3.1 Muros Sólidos Independientes y Letreros Sólidos Independientes.....	322
	29.3.2 Letreros Adjuntos Sólidos.....	322
29.4	Cargas de Viento de Diseño: Otras Estructuras.....	29.4.1
	Estructuras de Techos y Equipos para Edificios.....	322
	29.4.2 Cargas de viento de diseño: tolvas circulares, silos y tanques con $h \leq 120$ pies ( $h \leq 36,5$ m), $D \leq 120$ pies ( $D \leq 36,5$ m), y $0,25 \leq \text{alto} = \text{fondo} \leq 4$ .....	322
	Paredes externas de contenedores, silos y tanques circulares aislados.....	322
	29.4.2.2 Techos de Tolvaz, Silos y Tanques Circulares Aislados.....	327
	29.4.2.3 Parte inferior de contenedores, silos y tanques circulares elevados aislados.....	327
	29.4.2.4 Techos y Paredes de Tolvaz, Silos y Tanques Circulares Agrupados.....	327
	Paneles Solares de Cubierta para Edificios de Todas las Alturas con Cubiertas Planas o Cubiertas a Dos Aguas o Cuatro Aguas con Pendientes Menos de $7^\circ$ .....	327
	Paneles solares en el techo paralelos a la superficie del techo en edificios de todas las alturas y Pendientes de techo.....	327
29.5	Parapetos.....	331
29.6	Voladizos de techo.....	332
29.7	Carga mínima de viento de diseño.....	332
29.8	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	332

30	CARGAS DE VIENTO: COMPONENTES Y REVESTIMIENTOS . . . . .	30.1	333
	Alcance . . . . .	30.1.1	333
	Tipos de edificios . . . . .		333
	30.1.2 Condiciones . . . . .		333
	30.1.3 Limitaciones . . . . .		333
	30.1.4 Blindaje . . . . .	Revestimiento permeable	333
	30.1.5 al aire . . . . .		333
30.2	Requerimientos generales . . . . .	30.2.1	333
	Parámetros de carga de viento especificados en el Capítulo 26 . . . . .		333
	30.2.2 Presiones mínimas de viento de diseño . . . . .	Áreas	333
	30.2.3 tributarias mayores de 700 pies <sup>2</sup> (65m <sup>2</sup> ) . . . . .	Coeficientes de	333
	30.2.4 presión externa . . . . .		333
	Parte 1: Edificios de baja altura . . . . .	30.3	334
	Tipos de construcción . . . . .	30.3.1	334
	Condiciones . . . . .	Presiones de viento	334
	30.3.2 de diseño . . . . .		334
	Parte 2: Edificios de Baja Altura (Simplificado) . . . . .	30.4	334
	Tipos de construcción . . . . .	30.4.1	334
	Condiciones . . . . .	Presiones de viento	334
	30.4.2 de diseño . . . . .		334
	Parte 3: Edificios conh >60 pies (h >18,3m) . . . . .	30.5	350
	Tipos de construcción . . . . .	30.5.1	350
	Condiciones . . . . .	Presiones de viento	350
	30.5.2 de diseño . . . . .		350
	Parte 4: Edificios con 60 pies <h≤160 pies (18,3 m <h≤48,8 m) (Simplificado) . . . . .	30.6	364
	Tipos de construcción . . . . .	30.6.1	364
	Carga de viento: componentes y revestimiento . . . . .		364
	30.6.1.1 Superficies de paredes y techos . . . . .		364
	30.6.1.2 Parapetos . . . . .	Voladizos de	364
	30.6.1.3 techo . . . . .		364
	Parte 5: Edificios Abiertos . . . . .	30.7	375
	Tipos de construcción . . . . .	30.7.1	375
	Condiciones . . . . .	Presiones de viento	375
	30.7.2 de diseño . . . . .		375
	Parte 6: Accesorios de construcción y estructuras y equipos de azotea . . . . .	30.8	375
	Parapetos . . . . .	Voladizos de	375
30,9	techo . . . . .	Estructuras y Equipos para Cubiertas	380
30.10	de Edificios . . . . .	Marquesinas adosadas en edificios conh≤60 pies (	380
30.11	h≤18,3m) . . . . .		380
	Parte 7: Estructuras que no son de edificación . . . . .	30.12	380
	Tolvas Circulares, Silos y Tanques conh≤120 pies (h≤36,6m) . . . . .	30.12.1	381
	Presión de viento de diseño . . . . .	Paredes Externas de Tolvas	381
	30.12.2 Circulares Aisladas, Silos y Tanques . . . . .	Superficie interna de las paredes exteriores	382
	30.12.3 de contenedores circulares aislados con la parte superior abierta, silos, y Tanques . . . . .		382
	30.12.4 Circulares Aisladas, Silos y Tanques . . . . .	Techos de Tolvas	385
	30.12.5 contenedores, silos y tanques circulares elevados aislados . . . . .	Parte inferior de	385
	30.12.6 paredes de contenedores circulares agrupados, silos y tanques . . . . .	Techos y	385
30.13	Paneles solares para techos de edificios de todas las alturas con techos planos o techos a dos aguas o a cuatro aguas con Pendientes Menos de 7° . . . . .	Estándares de	385
30.14	consenso y otros documentos de referencia . . . . .		385
31	PROCEDIMIENTO DEL TÚNEL DE VIENTO . . . . .	31.1	389
	Alcance . . . . .		389
31.2	Condiciones de la prueba . . . . .		389
31.3	Respuesta dinámica . . . . .		389
31.4	Cargar efectos . . . . .	31.4.1 Intervalos medios de recurrencia de efectos de carga . . . . .	389
		31.4.2 Limitaciones en la Velocidad del Viento . . . . .	389
		31.4.3 Direccionalidad del viento . . . . .	389
		31.4.4 Limitaciones de Cargas . . . . .	389
31.5	Escombros arrastrados por el viento . . . . .		389

31.6	Colectores solares montados en el techo para pendientes de techo de menos de 7 grados.....	389
	31.6.1 Requisitos de la prueba en túnel de viento.....	390
	31.6.1.1 Limitaciones de Cargas de Viento para Colectores Solares de Techo.....	390
	31.6.1.2 Requisitos de revisión por pares para pruebas en túnel de viento de vehículos montados en techo Colectores solares.....	390
31.7	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	390
APÉNDICE 11A DISPOSICIONES DE GARANTÍA DE CALIDAD (Eliminado) .....		393
APÉNDICE 11B DISPOSICIONES DE EDIFICIOS EXISTENTES .....		393
11B.1	Alcance .....	Adiciones estructuralmente 393
11B.2	independientes.....	Adiciones estructuralmente 393
11B.3	dependientes.....	393
11B.4	Alteraciones.....	Cambio de 393
11B.5	Uso.....	393
APÉNDICE C CONSIDERACIONES DE MANTENIMIENTO .....		395
C.1	Consideraciones de servicio.....	Deflexión, deriva y 395
C.2	vibración.....	C.2.1 Deflexiones Verticales..... Deriva de Muros y 395
		C.2.2 Marcos..... 395
		C.2.3 vibraciones..... 395
C.3	Diseño para deflexión a largo plazo.....	395
C.4	comba .....	Expansión y 395
C.5	contracción .....	395
C.6	Durabilidad.....	395
APÉNDICE D EDIFICIOS EXENTOS DE CASOS DE CARGA DE VIENTO TORSIONAL .....		397
D.1	Alcance .....	Edificios de uno y dos pisos 397
D.2	que cumplan con los siguientes requisitos.....	Edificios Controlados por Carga 397
D.3	Sísmica.....	D.3.1 Edificios con Diafragmas en Cada Nivel que No Son Flexibles..... 397
		D.3.2 Edificios con Diafragmas en Cada Nivel que Son Flexibles..... 397
D.4	Edificios clasificados como torsionalmente regulares bajo carga de viento.....	397
D.5	Edificios con diafragmas que son flexibles y diseñados para una mayor carga de viento.....	397
D.6	Edificios de Diafragma Simple Clase 1 y Clase 2 $h \leq 48.8\text{ m}$ (160 pies) Cumple con los siguientes requisitos (consulte la Sección 27.5.2). ....	D.6.1 Caso A—Edificios Clase 1 y Clase 2..... Caso B—Edificios 397
		D.6.2 Clase 1 y Clase 2..... Caso C—Edificios Clase 1 y Clase 397
		D.6.3 2..... Caso D—Edificios Clase 1 y Clase 398
		D.6.4 2..... Caso E—Edificios Clase 1 y Clase 398
		D.6.5 2..... Caso F—Edificios Clase 399
		D.6.6 1..... 399
APÉNDICE E PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO BASADOS EN RENDIMIENTO PARA EFECTOS DE FUEGO EN ESTRUCTURAS....		401
E.1	Alcance .....	401
E.2	Definiciones.....	Requerimientos 401
E.3	generales .....	Objetivos de 401
E.4	rendimiento .....	E.4.1 Integridad estructural..... Objetivos de 401
		E.4.2 rendimiento específicos del proyecto..... 401
E.5	Análisis Térmico de los Efectos del Fuego.....	E.5.1 Carga de combustible..... Incendios 402
		E.5.2 de Diseño Estructural..... Análisis de 402
		E.5.3 Transferencia de Calor..... 402
E.6	Análisis Estructural de los Efectos del Fuego.....	E.6.1 Historial de temperatura para miembros estructurales y conexiones..... 402
		E.6.2 Propiedades dependientes de la temperatura..... 402
		E.6.3 Combinaciones de carga..... 402

## COMENTARIO A LA NORMA ASCE/SEI 7-16

Los contenidos de los comentarios aparecen en el segundo libro.

C1	GENERALES.....	C1.1	405
	Alcance .....	Requerimientos	405
C1.3	básicos .....	C1.3.1	405
	Fuerza y Rrigidez.....	C1.3.1.3	405
	Procedimientos basados en el desempeño.....	405	405
	C1.3.2 Utilidad.....	409	409
	C1.3.3 Funcionalidad.....	409	409
	C1.3.4 autoesfuerzo.....	410	Resistente al
	C1.3.7 fuego.....	410	410
C1.4	Integridad estructural general.....	Clasificación de	410
C1.5	Edificios y Otras Estructuras.....	C1.5.1	412
	Categorización de riesgos.....	412	Sustancias
	C1.5.3 Tóxicas, Altamente Tóxicas y Explosivas.....	414	412
C1.7	Pruebas de carga.....	415	414
	Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....	415
			416
C2	COMBINACIONES DE CARGAS.....	C2.1	417
	generales .....		417
C2.2	símbolos .....	Combinaciones de carga	417
C2.3	para diseño por resistencia .....	C2.3.1	417
	Combinaciones Básicas.....	Combinaciones de	417
	carga, incluida la carga de inundación.....	Combinaciones de	418
	carga, incluidas las cargas de hielo atmosférico.....	Combinaciones de	418
	carga que incluyen fuerzas y efectos de autoesfuerzo.....	Combinaciones de	419
	carga para cargas no especificadas.....	Combinaciones Básicas	419
	con Efectos de Carga Sísmica.....		420
C2.4	Combinaciones de carga para el diseño de tensión admisible.....	C2.4.1	420
	Combinaciones Básicas.....	Combinaciones de	420
	carga, incluida la carga de inundación.....	Combinaciones de	421
	carga, incluidas las cargas de hielo atmosférico.....	Combinaciones de	421
	carga que incluyen fuerzas y efectos de autoesfuerzo.....		421
C2.5	Combinaciones de Carga para Eventos Extraordinarios.....		421
	Referencias .....		423
C3	CARGAS MUERTAS, CARGAS DEL SUELO Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA.....	C3.1	425
	Cargas Muertas .....	C3.1.2	425
	Pesos de Materiales y Construcciones.....	Peso de los	425
	C3.1.3 Equipos de Servicio Fijo.....	Cubiertas Vegetales y	425
	C3.1.4 Ajardinadas.....	Paneles	425
	C3.1.5 solares.....		425
C3.2	Cargas del suelo y presión hidrostática .....	C3.2.1	425
	Presiones laterales.....	Cargas de	425
	C3.2.2 levantamiento en pisos y cimientos.....		431
	referencia .....		431
C4	CARGAS VIVAS.....	C4.3	433
	Cargas Vivas Distribuidas Uniformemente.....	C4.3.1	433
	Cargas Vivas Requeridas .....	Provisión para	433
	C4.3.2 Particiones.....	Carga	435
	C4.3.3 parcial .....		435
C4.4	Cargas vivas concentradas .....	Cargas en pasamanos,	435
C4.5	barandas, barras de agarre y sistemas de barrera para vehículos, y en escaleras fijas.....	C4.5.1	435
	Sistemas de pasamanos y barandas .....	Sistemas de	435
	C4.5.2 barra de apoyo .....	Sistemas de Barrera	435
	C4.5.3 Vehicular .....	Escaleras	435
	C4.5.4 fijas .....		435

C4.6	Cargas de impacto.....	C4.6.4	435
	Elementos de Soporte de Montacargas para Acceso a Fachadas y Equipos de Mantenimiento de		435
C4.6.5	Edificios.... Anclajes de detención de caídas y de línea de vida.....		436
C4.7	Reducción de Cargas Vivas Uniformes.....	C4.7.1	436
	generales.....	Cargas vivas	436
C4.7.3	pesadas.....	Garajes para vehículos de	437
C4.7.4	pasajeros.....	Limitaciones en losas	437
C4.7.6	unidireccionales.....		437
C4.8	Reducción de las cargas vivas del techo.....	C4.8.2	437
	Techos ordinarios, toldos y marquesinas.....	Cubiertas	437
C4.8.3	Ocupables.....		437
C4.9	Cargas de grúa.....	Cargas de	437
C4.11	Helipuerto.....	C4.11.1	437
	generales.....	Cargas concentradas	437
C4.11.2	de helicópteros.....		438
C4.13	Salas de apilamiento de la biblioteca.....		438
C4.14	Asientos para usos de montaje.....	Cargas de paneles	438
C4.17	solares.....	C4.17.1	438
	Cargas de techo en paneles solares.....	Estructuras	438
	C4.17.3 de techo de rejilla abierta que soportan paneles solares.....		438
	Referencias .....		438
<b>C5</b>	<b>CARGAS DE INUNDACIÓN.....</b>	<b>C5.1</b>	<b>439</b>
	generales .....		439
C5.2	Definiciones.....	Requerimientos de	439
C5.3	diseño.....	C5.3.1	440
	Cargas de Diseño.....	Erosión y	440
C5.3.2	Socavación.....	Cargas en Paredes	440
C5.3.3	Desprendibles.....		440
C5.4	Cargas durante Inundaciones.....	C5.4.1	440
	Base de carga.....	Cargas	440
C5.4.2	hidrostáticas.....	Cargas	440
C5.4.3	hidrodinámicas.....	Cargas	440
C5.4.4	Ondulatorias.....	C5.4.4.2 Cargas de	441
	ondas de rotura en muros verticales.....	Cargas de	441
C5.4.5	impacto.....		441
	Referencias .....		444
<b>C6</b>	<b>CARGAS Y EFECTOS DE LOS TSUNAMI.....</b>	<b>C6.1</b>	<b>447</b>
	Requerimientos generales .....	C6.1.1	447
	Alcance .....		447
C6.2	Definiciones.....	Símbolos y	456
C6.3	Notación.....	Categorías de riesgo de	456
C6.4	tsunami.....	Análisis de la Profundidad de	457
C6.5	Inundación de Diseño y Velocidad de Flujo.....	C6.5.3 Cambio del Nivel	458
C6.6	del Mar.....	Profundidades de inundación y	460
	velocidades de flujo basadas en runup.....	C6.	461
	Profundidad máxima de inundación y velocidades de flujo basadas en Runup.....		461
C6.6.2	Análisis de línea de grado de energía de profundidades máximas de inundación y velocidades		461
C6.6.3	de flujo.....	Tsunami	462
C6.6.4	Rugosidad del terreno.....		462
C6.7	Profundidades de inundación y velocidades de flujo basadas en el análisis probabilístico de riesgo de		
	tsunami específico del sitio.....	C6.7.1	462
	Forma de onda del tsunami.....	Fuentes	465
C6.7.2	tsunamigénicas.....	Unidad de Ruptura de	466
C6.7.3	Terremotos Fuente Tsunami Funciones para Amplitud de Tsunami en alta mar....		466
C6.7.4	Tratamiento de la Modelización e Incertidumbres		466
C6.7.5	Naturales.....	Amplitud de tsunami en alta	466
	mar.....	Amplitud de tsunami en alta mar para fuentes sísmicas distantes.....	466
C6.7.5.2	Cálculo Directo de Inundación Probabilística y Runup.....		466
C6.7.6	Procedimientos para Determinar Inundación y Runup por Tsunami.....		466
C6.7.6.1	Parámetros de inundación de diseño representativos.....		466
C6.7.6.2	Subsidiencia sísmica antes de la llegada del tsunami .....		466

C6.7.6.3	Parámetro de macrorrugosidad del modelo.....	466	
C6.7.6.4	Modelado no lineal de inundación.....	Resolución	466
C6.7.6.5	espacial del modelo.....	Entorno	467
C6.7.6.6	construido.....	Validación del modelo de	467
C6.7.6.7	inundación.....	Determinación de los parámetros	467
C6.7.6.8	de flujo de inundación específicos del sitio.....	Parámetros de	467
C6.7.6.9	Diseño de Tsunami para Flujo sobre Tierra.....		467
<b>C6.8</b>	<b>Procedimientos de Diseño Estructural por Efectos de Tsunami.....</b>	<b>C6.8.1</b>	<b>467</b>
	Comportamiento de Edificios y Otras Estructuras de Categoría de Riesgo de Tsunami II y III.....		468
<b>C6.8.2</b>	<b>Desempeño de Riesgo de Tsunami Categoría III Instalaciones Críticas y Riesgo de Tsunami</b>		
	<b>Categoría IV Edificios y Otras Estructuras.....</b>	<b>Evaluación</b>	<b>468</b>
<b>C6.8.3</b>	<b>del Desempeño Estructural.....</b>	<b>C6.8.3.1</b>	<b>468</b>
	Casos de carga.....	Factores de	468
C6.8.3.2	importancia del tsunami.....	Combinaciones	469
C6.8.3.3	de carga.....	Criterios de aceptación del	469
C6.8.3.4	sistema resistente a fuerzas laterales.....	Criterios de	469
C6.8.3.5	aceptación de componentes estructurales.....		469
C6.8.4	Densidad Mínima de Fluidos para Cargas de Tsunami.....		470
C6.8.5	Amplificación de velocidad de flujo.....		470
C6.8.6	Amplificación de la velocidad del flujo mediante modelado físico o numérico.....		471
	Direccionalidad del Flujo.....		471
	Dirección del flujo.....		471
C6.8.6.2	Direccionalidad específica del sitio.....		471
C6.8.7	Relación mínima de cierre para la determinación de la carga.....		471
C6.8.8	Número mínimo de ciclos de flujo de tsunami.....	Efectos	472
C6.8.9	Sísmicos en las Cimentaciones Precedentes a la Zona de Subducción Local Máximo Considerado Tsunami.....	Modelado Físico del	472
C6.8.10	Flujo, Cargas y Efectos de Tsunamis.....		472
<b>C6.9</b>	<b>Cargas hidrostáticas.....</b>	<b>C6.9.1</b>	<b>473</b>
	Flotabilidad.....	Fuerza hidrostática	473
C6.9.2	lateral desequilibrada.....	Recargo por Agua Residual	473
C6.9.3	Carga en Pisos y Paredes.....	Sobrecarga hidrostática-presión-	473
C6.9.4	sobre-la-cimentación.....		473
<b>C6.10</b>	<b>Cargas hidrodinámicas.....</b>	<b>C6.10.1</b>	<b>473</b>
	Presión Estática Lateral Uniforme Equivalente Simplificada.....		473
C6.10.2.1	Fuerza de arrastre general en edificios y otras estructuras.....		474
C6.10.2.2	Fuerza de arrastre en los componentes.....		474
C6.10.2.3	Tsunami-Cargas-en-Vertical-Structural-Components,Fw.....	Carga	474
C6.10.2.4	hidrodinámica en muros perforados,F <sub>pw</sub> .....	Paredes	475
C6.10.2.5	Anguladas al Flujo.....	Presión de estancamiento	475
C6.10.3.1	del caudal.....	Levantamiento por sobretensión	475
C6.10.3.2	hidrodinámica en losas horizontales.....	Flujo de perforación	475
C6.10.3.3	de tsunami atrapado en huecos de losa de pared estructural.....		475
<b>C6.11</b>	<b>Cargas de impacto de escombros.....</b>	<b>C6.11.1</b>	<b>477</b>
	Carga estática alternativa simplificada de impacto de escombros.....		477
C6.11.2	Troncos y postes de madera.....	Impacto por	478
C6.11.3	Vehículos.....	Impacto por rocas que caen sumergidas	478
C6.11.4	y escombros de hormigón.....	Evaluación de peligros del sitio para contenedores	478
C6.11.5	de envío, barcos y barcazas.....	Contenedores de	478
C6.11.6	envío.....	Impactos extraordinarios de	479
C6.11.7	escombros.....	Métodos alternativos de análisis de	479
C6.11.8	respuesta.....		479
<b>C6.12</b>	<b>Diseño de fundaciones.....</b>	<b>C6.12.1</b>	<b>480</b>
	Factores de resistencia para análisis de estabilidad de		480
C6.12.2	cimentaciones.....	Caracterización de Cargas y	481
	Efectos.....	Fuerzas.de.levantamiento.y.su.filtración.....	481
C6.12.2.2	Pérdida de fuerza.....	erosión	481
C6.12.2.3	generalizada.....		482
C6.12.2.4	fregar.....		483
C6.12.2.6	Desplazamientos.....		483
C6.12.3	Criterios alternativos de diseño basados en el desempeño de la		483
C6.12.4	fundación.....	Contramedidas de la	483
	Fundación..Llenar.....	C6.12.4.1.....Losa de Protección	483
C6.12.4.2	en Grado.....	Geotextiles y Sistemas de	483
C6.12.4.3	Tierra Armada.....		483

C6.13	Contramedidas estructurales para la carga de Tsunami.....	C6.13.2	484
	C6.12.4.4 Sistemas de Enfrentamiento.....		484
	C6.12.4.5 Mejora del suelo.....		484
C6.14	Barreras contra tsunamis.....	C6.13.2.2	484
	Disposición del sitio.....	Estructuras de Refugio	484
C6.15	de Evacuación Vertical de Tsunami.....	Componentes y sistemas	484
C6.16	no estructurales designados.....	Estructuras no edificables de	485
	Categoría de riesgo de tsunami III y IV.....		485
Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....		485
			488
<b>C7</b>	<b>CARGAS DE NIEVE.....</b>	<b>C7.0</b>	<b>489</b>
C7.2	Cargas de nieve.....	Cargas de nieve en el suelo,pags <sup>gramo</sup> .....	489
C7.3	Cargas de nieve de techo.....	Cargas de nieve de techo plano,pags <sup>f</sup> .....	489
	factor de exposición,C <sub>mi</sub> .....	C7.3.1	493
C7.3.2	Ct.....	factor de importancia,I <sub>s</sub> .....	493
C7.3.3	.....	Carga mínima de nieve para techos de	494
C7.3.4	pendiente baja,pags <sup>metro</sup> .....		494
C7.4	Cargas de nieve de techo inclinado,pags.....	C7.4.3	495
	Factor de pendiente del techo para techos curvos.....	Factor de pendiente del	495
C7.4.4	techo para techos de placa plegada múltiple, dientes de sierra y bóveda de cañón.....	Presas de hielo y	495
C7.4.5	carámbanos a lo largo de los aleros.....		495
C7.5	Carga parcial.....	Cargas de nieve del techo	495
C7.6	desequilibradas.....	C7.6.1	496
	Cargas de nieve desequilibradas para techos a cuatro aguas y a dos aguas.....		496
C7.6.2	Cargas de nieve desequilibradas para techos curvos.....	Cargas de nieve	497
C7.6.3	desequilibradas para techos de placas plegadas múltiples, dientes de sierra y bóvedas de cañón....		497
C7.6.4	Cargas de nieve desequilibradas para techos de domo.....		497
C7.7	Derivas en techos inferiores (sombra aerodinámica).....	C7.7.2	497
	Estructuras Adyacentes.....	Intersección de	498
C7.7.3	derivas en techos bajos.....		498
C7.8	Proyecciones de techo y parapetos.....	Nieve	498
C7.9	deslizante.....	Carga con recargo por lluvia	500
C7.10	sobre nieve .....	Estanqueidad de la	500
C7.11	inestabilidad.....	Techos	501
C7.12	existentes.....	Nieve en estructuras de	501
C7.13	equipos de armazón abierto.....	C.7.13.3	501
	Cargas de nieve en tuberías y bandejas de cables.....		501
C7.13.2	Nieve en niveles por debajo del nivel superior.....		501
C7.13.4	Cargas de nieve en equipos y plataformas de equipos.....		501
C7.14	Otros Techos y Solares.....		501
Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....		504
			505
<b>C8</b>	<b>CARGAS DE LLUVIA.....</b>	<b>C8.1</b>	<b>507</b>
C8.2	Definiciones y Símbolos.....	Drenaje del	507
C8.3	techo.....	Cargas de lluvia de	507
C8.4	diseño.....	Inestabilidad por estancamiento y	507
C8.5	carga por estancamiento.....	Drenaje	512
Referencias .....			512
			513
<b>C9</b>	<b>RESERVADO PARA FUTUROS COMENTARIOS.....</b>		<b>515</b>
<b>C10</b>	<b>CARGAS DE HIELO: CONGELACIÓN ATMOSFÉRICA.....</b>	<b>C10.1</b>	<b>517</b>
	generales .....	C10.1.1	517
	Estudios específicos del sitio.....	Cargas	517
C10.1.2	Dinámicas.....		518
C10.1.3	Exclusiones.....		518
C10.2	Definiciones.....		518

C10.4	Cargas de hielo causadas por lluvia helada.....	C10.4.1	519
	Peso del hielo.....	Espesor nominal del	519
C10.4.2	hielo.....	Factores de	519
C10.4.4	importancia.....	Espesor del hielo de diseño	521
C10.4.6	para lluvia helada.....		521
C10.5	Viento en estructuras cubiertas de hielo.....	C10.5.5	521
	Viento en tirantes y cables cubiertos de hielo.....	Temperaturas de	521
C10.6	diseño para lluvia helada.....	Carga	522
C10.7	parcial.....		522
	Referencias .....		522
<b>C11</b>	<b>CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO.....</b>	<b>C11.1</b>	<b>525</b>
	generales .....	C11.1.1	525
	Propósito .....		526
C11.1.2	Alcance .....		526
C11.1.3	Aplicabilidad .....	Materiales alternativos	526
C11.1.4	y métodos de construcción .....	Seguro de	526
C11.1.5	calidad .....		526
C11.2	Definiciones .....		526
C11.3	simbolos .....	Valores sísmicos del	530
C11.4	movimiento del suelo.....	C11.4.1	530
	Sitios cercanos a la falla .....	Parámetros	531
C11.4.2	de aceleración asignados .....	Clase de	531
C11.4.3	sitio .....	Coeficientes de sitio y	531
C11.4.4	terremoto máximo considerado como objetivo de riesgo (MCE <sub>R</sub> )	Diseño	531
	Parámetros de aceleración de respuesta espectral .....	Espectro de	532
C11.4.5	de parámetros de aceleración espectral .....	Procedimientos de	532
C11.4.6	respuesta de diseño .....		532
C11.4.8	movimiento de tierra específicos del sitio .....		533
C11.5	Factor de Importancia y Categoría de Riesgo .....	C11.5.1	535
	Factor de importancia .....	Acceso	535
C11.5.2	Protegido para Categoría de Riesgo IV .....		535
C11.6	Categoría de Diseño Sísmico .....	Requisitos de	535
C11.7	diseño para la categoría de diseño sísmico A .....	Riesgos Geológicos	537
C11.8	e Investigación Geotécnica .....	C11.8.1	537
	Limitación del sitio para las categorías de diseño sísmico E y F .....	Requisitos	537
C11.8.2	del informe de investigación geotécnica para el diseño sísmico		
	Categorías C a F .....	Requisitos adicionales del	537
C11.8.3	informe de investigación geotécnica para el diseño sísmico		
	Categorías D a F .....	Movimientos verticales	537
C11.9	del terreno para el diseño sísmico .....	C11.9.2 MCE <sub>R</sub> Espec tro de	539
	respuesta vertical .....		539
	Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....	540
			541
<b>C12</b>	<b>REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN.....</b>	<b>C12.1</b>	<b>543</b>
	Bases de Diseño Estructural .....	C12.1.1	543
	Requerimientos básicos .....	Diseño de	543
C12.1.2	miembro, diseño de conexión y límite de deformación .....	Ruta de	546
C12.1.3	Carga Continua e Interconexión .....	Conexión a	546
C12.1.4	Soportes .....	Diseño de	546
C12.1.5	cimientos .....	Requisitos de diseño y	546
C12.1.6	detallado de materiales .....		546
C12.2	Selección del Sistema Estructural .....	C12.2.1	546
	Selección y Limitaciones .....	C12.2.1.1	546
	Sistemas Estructurales Alternativos .....	Elementos	547
C12.2.1.2	de los Sistemas de Resistencia a Fuerzas Sísmicas .....		547
C12.2.2	Combinaciones de sistemas de entramado en diferentes direcciones .....		548
C12.2.3	Combinaciones de sistemas de entramado en la misma dirección .....		548
C12.2.3.1	R, Cd, y Q <sub>0</sub> Valores para Combinaciones Verticales .....		548
C12.2.3.2	Procedimiento de análisis de dos etapas .....		548
C12.2.3.3	R, Cd, y Q <sub>0</sub> Valores para Combinaciones Horizontales .....		548
C12.2.4	Requisitos de detalles de estructura combinada .....		548

C12.2.5	Requisitos específicos del sistema.....	C12.2.5.1	548
	Sistema dual.....	Sistemas de	548
C12.2.5.2	columnas en voladizo.....	Estructuras Tipo	548
C12.2.5.3	Péndulo Invertido.....	Aumento del límite de	548
C12.2.5.4	altura estructural para pórticos de acero arriostrados excéntricamente, Marcos especiales de acero arriostrados concéntricamente, marcos arriostrados de acero con restricción de pandeo, muros de cortante de placa especial de acero y muros de cortante de hormigón armado especial.....	Pórticos	
C12.2.5.5	especiales de momento en estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D a F.....	Marcos de momento ordinarios de	549
C12.2.5.6	aceros.....	Pórticos de momento intermedio de	549
C12.2.5.7	aceros.....	Sistemas interactivos de marco de pared de	549
C12.2.5.8	corte.....		550
C12.3	Flexibilidad del diafragma, irregularidades de configuración y redundancia.....		550
C12.3.1	Flexibilidad del diafragma.....	C12.3.1.1	550
	Condición de diafragma flexible.....	Condición	551
C12.3.1.2	de diafragma rígido.....	Condición de	551
C12.3.1.3	diafragma flexible calculada.....		551
C12.3.2	Clasificación Irregular y Regular.....	C12.3.2.1	551
	Irregularidad horizontal.....	Irregularidad	551
C12.3.2.2	vertical.....		551
C12.3.3	Limitaciones y Requerimientos Adicionales para Sistemas con Irregularidades Estructurales.....		552
C12.3.3.1	Irregularidades horizontales y verticales prohibidas para las categorías de diseño sísmico D a F.....	Historias	552
C12.3.3.2	extremadamente débiles.....	Elementos que	552
C12.3.3.3	soportan muros o pórticos discontinuos.....	Incremento de	552
C12.3.3.4	Fuerzas Causadas por Irregularidades para Diseño Sísmico Categorías D a F.....		554
C12.3.4	Redundancia.....	C12.3.4.1	554
	Condiciones donde el valor de $\rho$ es 1.0.....	Factor	554
C12.3.4.2	de redundancia, $\rho$ , para las categorías de diseño sísmico D a F.....		554
C12.4	Efectos y combinaciones de cargas sísmicas.....	C12.4.1	555
	Aplicabilidad.....	Efecto de carga	555
C12.4.2	sísmica.....	C12.4.2.1	555
	Efecto de carga sísmica horizontal.....	Efecto de	556
C12.4.2.2	carga sísmica vertical.....		556
C12.4.3	Efectos de la carga sísmica, incluida la sobreresistencia.....		556
C12.4.3.1	Efecto de carga sísmica horizontal, incluida la sobreresistencia.....		556
C12.4.3.2	Efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada.....		556
C12.4.4	Fuerza Ascendente Mínima para Voladizos Horizontales para Diseño Sísmico Categorías D a F.....	Dirección de	556
C12.5	carga.....	C12.5.1	557
	Criterios de Dirección de Carga.....	Categoría de	557
C12.5.2	diseño sísmico B.....	Categoría de diseño sísmico	557
C12.5.3	C.....	Categorías de diseño sísmico D a	557
C12.5.4	F.....		557
C12.6	Selección del procedimiento de análisis.....		557
C12.7	de modelado.....	C12.7.1	558
	Modelado de cimientos.....	Peso sísmico	558
C12.7.2	efectivo.....	Modelado	558
C12.7.3	Estructural.....	Efectos de	559
C12.7.4	interacción.....		559
C12.8	Procedimiento de fuerza lateral equivalente.....	C12.8.1	560
	Cortante base sísmico.....	C12.8.1.1	560
	Cálculo del Coeficiente de Respuesta Sísmica.....		560
C12.8.1.2	Reducción de la interacción suelo-estructura.....		560
C12.8.1.3	Valor Máximo SDS en Determinación de Cs y Ev.....		560
C12.8.2	Determinación del período.....	C12.8.2.1	561
	Periodo Fundamental Aproximado.....	Distribución Vertical	561
C12.8.3	de Fuerzas Sísmicas.....	Distribución Horizontal de	562
C12.8.4	Fuerzas.....	C12.8.4.1	562
	Torsión inherente.....	Torsión	562
C12.8.4.2	Accidental.....	Amplificación del	563
C12.8.4.3	Momento Torsional Accidental.....		563
C12.8.5	Volcando .....		564

C12.8.6	Determinación de la deriva de la historia.....	564
C12.8.6.1	Cortante base mínimo para calcular la deriva.....	565
C12.8.6.2	Período para calcular la deriva.....	565
C12.8.7	Efectos P-Delta.....	565
C12.9	Análisis Dinámico Lineal.....	567
	Análisis de espectro de respuesta modal.....	567
	Número de modos.....	567
	C12.9.1.2    Parámetros de respuesta modales.....	568
	C12.9.1.3    Parámetros de respuesta combinados.....	568
	C12.9.1.4    Valores de diseño de escala de respuesta combinada.....	568
	C12.9.1.5    Distribución de cortante horizontal.....	568
	C12.9.1.6    Efectos P- Delta.....	569
	C12.9.1.7    Reducción de la interacción suelo-estructura.....	569
	C12.9.1.8    Modelado Estructural.....	569
	C12.9.2    C12.9.2.1    Análisis de historial de respuesta lineal.....	569
	Requerimientos generales.....	569
	C12.9.2.2    Requisitos generales de modelado.....	569
	C12.9.2.3    Selección y modificación del movimiento del suelo.....	570
	C12.9.2.4    Aplicación de Historiales de Aceleración del Suelo.....	571
	C12.9.2.5    Modificación de Respuesta para Diseño.....	571
	C12.9.2.6    Envolvente de cantidades de respuesta de fuerza.....	571
C12.10	Diafragmas, acordes y colectores.....	571
	Diseño de diafragma.....	571
	Fuerzas de diseño del diafragma.....	572
	C12.10.2.1    Elementos colectores que requieren combinaciones de carga, incluida la sobre resistencia para las categorías de diseño sísmico C a F.....	572
	C12.10.3    Disposiciones de diseño alternativo para diafragmas, incluidos acordes y colectores.....	572
	C12.10.3.1    Fuerzas sísmicas de Diseño.....	572
	C12.10.3.2    Fuerzas de diseño para diafragmas, incluyendo cuerdas y colectores.....	573
	C12.10.3.3    Colectores— transferencia en diafragmas.....	574
	C12.10.3.4    Factor de reducción de las categorías de diseño sísmico C a F.....	575
	C12.10.3.5    de la fuerza de diseño del diafragma.....	576
C12.11	Muros Estructurales y Su Anclaje.....	580
	Diseño para fuerzas fuera del plano.....	580
	C12.11.2    Anclaje de muros estructurales y transferencia de fuerzas de diseño a diafragmas u otros elementos estructurales de soporte.....	580
	C12.11.2.1    Fuerzas de anclaje de pared.....	580
	Requisitos Adicionales para Anclaje de Muros Estructurales de Concreto o Mampostería a Diafragmas en Estructuras Asignadas a Diseño Sísmico Categorías C a F .....	580
C12.12	Deriva y deformación.....	581
	Separación Estructural.....	582
	C12.12.4    Miembros que se extienden entre estructuras.....	582
	C12.12.5    Compatibilidad de deformación para las categorías de diseño sísmico D a F.....	582
C12.13	Diseño de fundaciones.....	583
	Bases de diseño.....	583
	C12.13.3    Características carga-deformación de la cimentación.....	583
	C12.13.4    Reducción de vuelco de cimientos.....	584
	C12.13.5    Diseño de Resistencia para Capacidad Geotécnica de Cimentación.....	584
	C12.13.5.2    Criterios de Factores de resistencia.....	584
	C12.13.5.3    Aceptación.....	584
	C12.13.6    Lazos de Diseño de tensiones admisibles para capacidad geotécnica de cimentaciones.....	584
	C12.13.7    Requisitos de anclaje para Estructuras Asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico C.....	585
	C12.13.7.1    Lazos de Estructuras Tipo Poste.....	585
	C12.13.7.2    Requisitos de fundación.....	585
	C12.13.7.3    Requisitos de pilotes.....	585
	C12.13.8    Lazos de Requisitos para estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D a F.....	585
	C12.13.8.1    Lazos de Estructuras Tipo Poste.....	585
	C12.13.8.2    Requisito general de fundación.....	585
	C12.13.8.3    Pilas de diseño de pilotes.....	585
	C12.13.8.4    Requisitos de anclaje de masa.....	585
	C12.13.8.5    Empalmes de segmentos de pilotes.....	585
	C12.13.8.6    Interacción pilote-suelo.....	585
	C12.13.8.7    Efectos de grupo de pila .....	585
	C12.13.8.8	586

C12.13.9	Requisitos para Fundaciones en Sitios Licuables.....	C12.13.9.1	586
	Diseño de cimientos.....	Cimientos poco	587
C12.13.9.2	profundos.....	Fundamentos	587
C12.13.9.3	Profundos.....		587
C12.14	Criterios de diseño estructural alternativos simplificados para sistemas de marcos de construcción o muros de carga simples.....	C12.14.1	588
	generales.....	C12.14.1.1	588
	Procedimiento de diseño simplificado.....	Efectos y	588
C12.14.3	combinaciones de cargas sísmicas.....	Requisitos de	589
C12.14.7	diseño y detallado.....	Procedimiento simplificado de	589
C12.14.8	análisis de fuerza lateral.....	C12.14.8.1	589
	Cortante base sísmico.....	Distribución	589
C12.14.8.2	Vertical.....	Límites de deriva y	589
C12.14.8.5	separación de edificios.....		589
Referencias .....		Otras referencias (no citadas) .....	589
			591
<b>C13</b>	<b>REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.....</b>	<b>C13.1</b>	<b>593</b>
	generales .....	C13.1.1	593
	Alcance.....	Categoría de Diseño	593
C13.1.2	Sísmico.....	Factor de importancia del	595
C13.1.3	componente.....		595
C13.1.4	Exenciones.....	Sistemas Mecánicos y	595
C13.1.5	Eléctricos Modulares Prefabricados.....	Aplicación de requisitos de	596
C13.1.6	componentes no estructurales a estructuras que no son de construcción.....		596
C13.1.7	Documentos de referencia.....	Documentos	596
C13.1.8	de referencia que utilizan el diseño de tensión admisible.....		597
C13.2	Requisitos generales de diseño.....	C13.2.1	597
	Requisitos aplicables para componentes, soportes y accesorios arquitectónicos, mecánicos y eléctricos.....	Requisitos especiales	597
C13.2.2	de certificación para sistemas sísmicos designados.....	Daño	597
C13.2.3	Consecuente.....		598
C13.2.4	Flexibilidad.....	Alternativa de Ensayos	598
C13.2.5	para Determinación de Capacidad Sísmica.....	Experimente la	599
C13.2.6	alternativa de datos para la determinación de la capacidad sísmica.....		599
C13.2.7	Documentos de construcción.....		600
C13.3	Demandas sísmicas sobre componentes no estructurales.....		600
C13.3.1	Fuerza de diseño sísmico.....	C13.3.1.4	600
	Análisis dinámico.....	Desplazamientos sísmicos	601
C13.3.2	relativos.....	C13.3.2.1	602
	Desplazamientos dentro de Estructuras.....		602
	C13.3.2.2 Desplazamientos entre Estructuras.....		602
C13.3.3	Componente Período.....		602
C13.4	Anclaje de componentes no estructurales.....	C13.4.1	603
	Fuerza de diseño en el archivo adjunto.....	Anclajes	604
C13.4.2	en Concreto o Mampostería.....	Condiciones de	604
C13.4.3	instalación.....	Múltiples archivos	605
C13.4.4	adjuntos.....	Sujetadores accionados por	605
C13.4.5	energía.....	Clips de	605
C13.4.6	fricción.....		605
C13.5	Componentes Arquitectónicos.....	C13.5.1	605
	generales.....	Fuerzas y	606
C13.5.2	Desplazamientos.....	Elementos y conexiones	606
C13.5.3	de paredes exteriores no estructurales.....		606
C13.5.4	Vidrio.....	Flexión fuera del	607
C13.5.5	plano.....	Falsos	607
C13.5.6	techos.....	C13.5.6.1	607
	Fuerzas sísmicas.....	Construcción estándar de	607
C13.5.6.2	la industria para losetas acústicas o paneles de colocación		
	Techos.....	Construcción	607
C13.5.6.3	Integral.....		610
C13.5.7	Suelos de Acceso.....	C13.5.7.1	610
	generales.....	Suelos Especiales	610
C13.5.7.2	de Acceso.....		610

C13.5.8	Particiones.....	Vidrio en muros	610	
C13.5.9	cortina vidriados, escaparates vidriados y tabiques vidriados.....	C13.5.9.1	610	
	generales.....	Límites de deriva	611	
	C13.5.9.2	sísmica para componentes de vidrio.....	611	
C13.5.10	Escaleras y rampas de salida.....		611	
C13.6	Componentes Mecánicos y Eléctricos.....	C13.6.1	611	
	generales.....	Componentes	612	
C13.6.2	Mecánicos y C13.6.3 Componentes Eléctricos.....	Soportes de	612	
C13.6.4	componentes.....	C13.6.4.1	613	
	Bases de diseño.....	Diseño para	613	
	C13.6.4.2	Desplazamiento Relativo.....	Adjunto de soporte	613
	C13.6.4.3	al componente.....	Requerimientos	613
	C13.6.4.5	adicionales.....		613
C13.6.5	Sistemas de Distribución: Conductos, Charolas y Canalizaciones.....		614	
C13.6.6	Sistemas de Distribución: Sistemas de Ductos.....	Sistemas	614	
C13.6.7	de Distribución: Sistemas de Tuberías y Tuberías.....	C13.6.7.1	614	
	Sistemas de tuberías a presión ASME.....	Sistemas de	615	
	C13.6.7.2	tuberías de rociadores de protección contra incendios.....		616
	C13.6.7.3	Excepciones.....		616
C13.6.9	Líneas de Servicios y Utilidades.....	Calderas y	616	
C13.6.10	Recipientes a Presión.....	Requisitos de diseño de	616	
C13.6.11	ascensores y escaleras mecánicas.....	C13.6.11.3	616	
	Controles Sísmicos para Ascensores.....	Placas	616	
	C13.6.11.4	de retención.....		616
C13.6.12	Paneles solares en la azotea.....	Otros	616	
C13.6.13	Componentes Mecánicos y Eléctricos.....		617	
Referencias .....		Otras referencias (no citadas) .....	617	
			618	
<b>C14</b>	<b>DISEÑO SÍSMICO ESPECÍFICO DEL MATERIAL Y REQUISITOS DE DETALLE .....</b>	<b>C14.0</b>	<b>619</b>	
	Alcance .....		619	
C14.1	Acero .....	C14.1.1	619	
	Documentos de referencia.....	Acero	619	
C14.1.2	estructural .....	C14.1.2.1	619	
	generales.....	Requisitos	619	
	C14.1.2.2	sísmicos para estructuras de acero estructural.....		619
C14.1.3	Acero conformado en frío.....	C14.1.3.1	619	
	generales.....	Requisitos	619	
	C14.1.3.2	sísmicos para estructuras de acero formadas en frío.....		619
C14.1.4	Construcción de marco ligero de acero conformado en frío .....		620	
	C14.1.4.1	generales.....	Requisitos sísmicos para la	620
	C14.1.4.2	construcción de estructuras ligeras de acero conformado en frío.....	Construcción	620
	C14.1.4.3	prescriptiva de marco ligero de acero conformado en frío.....		620
C14.1.5	Diafragmas de plataforma de acero formados en frío.....		620	
C14.1.7	Cables de acero.....	Requisitos de detalle	620	
C14.1.8	adicionales para pilotes de acero en diseño sísmico			
	Categorías D a F .....		620	
C14.2	Hormigón .....		620	
	C14.2.2.1	Definiciones.....	ACI 318, Sección	620
	C14.2.2.2	10.7.6.....		621
	C14.2.2.3	Alcance.....	Muros Estructurales	621
	C14.2.2.4	Prefabricados Intermedios.....		621
	C14.2.2.6	Cimientos.....	Muros de cortante de	621
	C14.2.2.7	hormigón simple detallados.....		621
C14.2.3	Requisitos de detalle adicionales para pilotes de hormigón.....	Requisitos	621	
C14.2.4	adicionales de diseño y detalles para diafragmas de hormigón prefabricado.....	C14.2.4.1	622	
	Niveles de Demanda Sísmica de Diafragma.....		622	
	C14.2.4.2	Opciones de diseño de diafragma.....	Conector	623
	C14.2.4.3	de diafragma o deformabilidad del refuerzo de la junta.....	Conector	625
	C14.2.4.4	de diafragma de hormigón prefabricado y procedimiento de calificación de refuerzo de juntas.....		625
C14.3	Estructuras mixtas de acero y hormigón .....	C14.3.1	627	
	Documentos de referencia.....	Pilotes de	627	
C14.3.4	hormigón con revestimiento metálico .....		627	

C14.4	Albañilería .....	628	
C14.5	Madera ..... referencia.....	C14.5.1 Documentos de referencia.....	628 628
Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....	628 628	
<b>C15</b>	<b>REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS QUE NO SON DE CONSTRUCCIÓN .....</b>	<b>C15.1</b>	<b>631</b>
	generales .....	C15.1.1	631
	Estructuras no edificables.....	631	
C15.1.2	Diseño.....	Selección del	631
C15.1.3	Procedimiento de Análisis Estructural.....	Estructuras no	631
C15.1.4	edificables sensibles a los movimientos verticales del terreno.....	634	
C15.2	Esta sección se dejó en blanco intencionalmente; consulte la sección	634	
C15.3	C15.8..... Estructuras no edificables soportadas por otras	634	
	estructuras Menos del 25% de peso combinado.....	Condición de peso	635
	C15.3.2 combinado mayor o igual al 25 %.....	635	
C15.4	Requisitos de diseño estructural.....	C15.4.1	636
	Bases de diseño.....	Estructuras Rígidas	636
C15.4.2	No Edificables.....	637	
C15.4.3	Cargas.....	Período	637
C15.4.4	Fundamental.....	Deriva, deflexión y	637
C15.4.7	separación de estructuras.....	Espectros de respuesta	637
C15.4.8	específicos del sitio.....	Anclajes en Concreto o	637
C15.4.9	Mampostería.....	Requisitos para cimientos de	637
C15.4.10	estructuras no edificables en sitios licubles.....	638	
C15.5	Estructuras no edificables similares a edificios.....	C15.5.1	638
	generales.....	Bastidores de	638
C15.5.2	tuberías.....	C15.5.3.1	638
	Bastidores de almacenamiento de acero.....	638	
	C15.5.3.2 Racks de almacenamiento en voladizo de acero.....	638	
C15.5.4	Instalaciones de Generación de Energía Eléctrica.....	639	
C15.5.5	Torres Estructurales para Tanques y Embarcaciones.....	639	
C15.5.6	Embarcaderos y Embarcaderos.....	639	
C15.6	Requisitos generales para estructuras no edificables que no son similares a edificios.....	640	
C15.6.1	Estructuras de Contención de Tierras.....	640	
C15.6.2	Chimeneas y Chimeneas.....	C15.6.2.1	640
	generales.....	Chimeneas y pilas	640
	C15.6.2.2 de hormigón.....	Chimeneas y pilas de	640
	C15.6.2.3 acero.....	640	
C15.6.4	Estructuras Hidráulicas Especiales.....	Sistemas de	640
C15.6.5	Contención Secundaria.....	C15.6.5.1	640
	Francobordo.....	Torres de	641
C15.6.6	telecomunicaciones.....	Estructuras de soporte	641
C15.6.7	tubulares de acero para sistemas de generadores de turbinas eólicas en tierra.....	641	
C15.6.8	Muros o cercas en voladizo apoyados en el suelo.....	641	
C15.7	Tanques y Buques.....	C15.7.1	642
	generales.....	Bases de	642
C15.7.2	diseño.....	Resistencia y	642
C15.7.3	Ductilidad.....	Flexibilidad de los accesorios	643
C15.7.4	de tubería.....	644	
C15.7.5	Anclaje.....	Tanques de	644
C15.7.6	Almacenamiento de Líquidos Apoyados en Tierra.....	644	
	C15.7.6.1 Generalidades.....	Tanques y	644
C15.7.7	Recipientes para Almacenamiento y Tratamiento de Agua.....	646	
	C15.7.7.1 Acero soldado.....	Acero	646
	C15.7.7.2 Atornillado.....	Hormigón Armado y	646
	C15.7.7.3 Pretensado.....	646	
C15.7.8	Tanques y Recipientes Petroquímicos e Industriales para Almacenamiento de Líquidos.....	646	
	C15.7.8.1 Acero soldado.....	Acero	646
	C15.7.8.2 Atornillado.....	647	
C15.7.9	Tanques de almacenamiento apoyados en tierra para materiales granulares.....	647	
	C15.7.9.1 generales.....	Determinación de	647
	C15.7.9.2 la fuerza lateral.....	Distribución de fuerza a	647
	C15.7.9.3 Shell y Foundation.....	647	

C15.7.10	Tanques y Recipientes Elevados para Líquidos y Granulares.....	647	
C15.7.10.1	generales.....Transferencia de	647	
C15.7.10.4	Fuerzas Laterales a Torre de Apoyo.....Evaluación de	648	
C15.7.10.5	Estructuras Sensible a la Falla por Pandeo.....Tanques de	648	
C15.7.10.7	pedestal de concreto (compuestos).....	648	
C15.7.11	Calderas y Recipientes a Presión.....Esferas de líquido y	648	
C15.7.12	gas.....Tanques y recipientes de almacenamiento de	648	
C15.7.13	líquidos de gas refrigerados.....Recipientes horizontales soportados por	648	
C15.7.14	sillas de montar para almacenamiento de líquidos o vapores.....	655	
C15.8	Estándares de consenso y otros documentos de referencia.....	655	
Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....	655	
		656	
<b>C16</b>	<b>ANÁLISIS DEL HISTORIAL DE RESPUESTA NO LINEAL .....</b>	<b>C16.1</b>	<b>657</b>
	Requerimientos generales .....	C16.1.1	657
	Alcance .....	Análisis	657
	C16.1.2. lineal .....	Análisis de respuesta	657
	C16.1.3 vertical .....		658
	C16.1.4 Documentación .....		658
C16.2	Movimientos de tierra .....	C16.2.1	658
	Espectro de respuesta del objetivo .....	Selección	658
	C16.2.2 de movimiento de tierra .....	Modificación del	659
	C16.2.3 movimiento del suelo .....	C16.2.3.1	660
	Intervalo de períodos para escalar o hacer coincidir .....		661
	C16.2.3.2 Escalado de amplitud .....	Coincidencia	661
	C16.2.3.3 espectral .....		662
	C16.2.4 Aplicación de Movimientos del Terreno al Modelo Estructural .....		662
C16.3	Modelado y Análisis .....	C16.3.1	662
	Modelado .....	Efectos P-	662
	C16.3.3 Delta .....		663
	C16.3.4 Torsión .....		663
	C16.3.5 Mojadura .....	Modelado de bases	664
	C16.3.6 explícito .....	Criterios de aceptación	664
	C16.4.1 global .....	C16.4.1.1	664
	Respuesta inaceptable .....	Deriva de la	664
	C16.4.1.2 historia .....		666
	C16.4.2 Criterios de aceptación a nivel de elemento .....		667
	C16.4.2.1 Acciones controladas por la fuerza .....	Acciones	667
	C16.4.2.2 controladas por deformación .....	Elementos del	670
	C16.4.2.3 sistema de resistencia a la fuerza de gravedad .....		671
Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....		671
			671
<b>C17</b>	<b>REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS AISLADA SÍSMICAMENTE .....</b>	<b>C17.1</b>	<b>673</b>
	generales .....	Requisitos generales de	673
C17.2	diseño .....	C17.2.4	674
	Sistema de Aislamiento .....	C17.2.4.1	675
	Condiciones ambientales .....	Fuerzas de	675
	C17.2.4.2 viento .....	Resistente al	675
	C17.2.4.3 fuego .....	Fuerza de restauración	675
	C17.2.4.4 lateral .....	Restricción de	675
	C17.2.4.5 desplazamiento .....	Estabilidad de carga	675
	C17.2.4.6 vertical .....		675
	C17.2.4.7 Volcando .....	Inspección y	676
	C17.2.4.8 Reemplazo .....	Control de	676
	C17.2.4.9 calidad .....		676
	C17.2.5 Sistema estructural .....	C17.2.5.2	676
	Separaciones Mínimas de Edificación .....	Pórticos	676
	C17.2.5.4 ordinarios de acero arriostrados concéntricamente .....		676
	C17.2.5.5 Conexiones del Sistema de Aislamiento .....		676
	C17.2.6 Elementos de Estructuras y Componentes No Estructurales .....		677
	C17.2.8 Propiedades del sistema de aislamiento .....		678
	C17.2.8.2 Propiedades nominales de la unidad aisladora .....		678

C17.2.8.3	Propiedades delimitadoras de los componentes del sistema de aislamiento.....	678	
C17.2.8.4	Factores de modificación de la propiedad..... Comportamiento de	679	
C17.2.8.5	fuerza-flexión de límite superior e inferior de los componentes del sistema de aislamiento.....	681	
C17.3	Criterios de movimiento sísmico del suelo..... C17.3.1	682	
	Peligro sísmico específico del sitio..... MCE <sub>R</sub>	682	
C17.3.3	Registros de movimiento de tierra.....	682	
C17.4	Selección del procedimiento de análisis.....	682	
C17.5	Procedimiento de fuerza lateral equivalente..... C17.5.3	682	
	Desplazamientos laterales mínimos requeridos para el diseño.....	683	
C17.5.3.1	Desplazamiento Máximo..... Período	683	
C17.5.3.2	Efectivo al Desplazamiento Máximo..... Desplazamiento	683	
C17.5.3.3	máximo total.....	683	
C17.5.4	Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño.....	683	
C17.5.4.1	Sistema de Aislamiento y Elementos Estructurales por debajo del Nivel	684	
C17.5.4.2	Base..... Elementos Estructurales sobre el Nivel Base.....	684	
C17.5.4.3	Límites enVs.....	684	
C17.5.5	Distribución vertical de la fuerza..... Límites de	684	
C17.5.6	deriva.....	686	
C17.6	Procedimientos de Análisis Dinámico..... C17.6.2	687	
	Modelado..... C17.6.3.4	688	
	Procedimiento de análisis del historial de respuestas.....	688	
C17.7	Revisión de diseño .....	688	
C17.8	Prueba .....	689	
	Ciclos..... C17.8.2.3 Pruebas	689	
	Dinámicas..... C17.8.2.4 Unidades Dependientes de	689	
	la Carga Bilateral..... C17.8.2.5 Carga Vertical Máxima y	690	
	Mínima..... C17.8.2.7 Pruebas de unidades	690	
	similares.....	690	
	C17.8.3 Determinación de las características de fuerza-deflexión.....	690	
	C17.8.4 Adecuación de la muestra de prueba.....	691	
	C17.8.5 Pruebas de producción.....	691	
Referencias .....	Otras referencias (no	692	
citadas) .....		692	
<b>C18 REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS CON SISTEMAS DE AMORTIGUACIÓN.....</b>	<b>C18.1</b>	<b>693</b>	
	generales .....	Requisitos generales de	693
C18.2	diseño..... C18.2.1	693	
	Requisitos del sistema .....	C18.2.1.2 Sistema	693
	de Amortiguación..... Criterios de movimiento	693	
C18.2.2	sísmico del suelo..... Selección de	693	
C18.2.3	procedimiento..... C18.2.4.1	693	
	Diseño de dispositivos..... Propiedades	695	
	C18.2.4.4 nominales de diseño..... Propiedades máximas y	696	
	C18.2.4.5 mínimas del amortiguador..... Redundancia del sistema de	696	
	C18.2.4.6 amortiguamiento.....	697	
C18.3	Procedimiento de historial de respuesta no lineal..... C18.3.2	697	
	Excentricidad de masa accidental .....	Condiciones de carga sísmica	697
C18.4	y criterios de aceptación para el procedimiento de historial de respuesta no lineal..... C18.4.1	698	
	Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas..... Revisión de	698	
C18.5	diseño .....	698	
C18.6	Prueba .....	698	
	C18.6.1.2 Secuencia y Ciclos de Ensayo..... Prueba de	698	
	C18.6.1.3 dispositivos similares..... Determinación de	698	
	C18.6.1.4 las características fuerza-velocidad-desplazamiento.....	698	
	C18.6.2 Pruebas de producción.....	698	
C18.7	Procedimientos alternativos y criterios de aceptación correspondientes.....	699	
C18.7.1	Procedimiento de espectro de respuesta y C18.7.2 Procedimiento de fuerza lateral	699	
C18.7.3	equivalente..... Modificación de respuesta	700	
	amortiguada.Coefficiente de amortiguamiento C18.7.3.1.....	700	
	C18.7.3.2 Amortiguación efectiva.....	700	
C18.7.4	Condiciones de Carga Sísmica y Criterios de Aceptación para Procedimientos RSA y ELF.....	700	
	C18.7.4.5 Condiciones de carga sísmica y combinación de respuestas modales.....	700	

Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....	701
		701
<b>C19 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SÍSMICO.....</b>	<b>C19.1 generales .....</b>	<b>703</b>
	Demandas estructurales .....	703
C19.2 <b>ajustadas SSI.....</b>	Amortiguación de .....	704
C19.3 <b>cimientos.....</b>	Efectos Cinemáticos .....	705
C19.4 <b>SSI.....</b>	C19.4.1 Promedio de losa base.....	707
	C19.4.2 empotramiento .....	707
	Referencias .....	708
<b>C20 PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN DE SITIOS PARA DISEÑO SÍSMICO.....</b>	<b>C20.1 Clasificación del sitio.....</b>	<b>709</b>
	Definiciones de clase .....	709
C20.3 <b>de sitio.....</b>	C20.3.1 Sitio Clase .....	709
	Definiciones de parámetros de clase de .....	709
C20.4 <b>sitio.....</b>	710	
	Referencias .....	710
<b>C21 PROCEDIMIENTOS DE MOVIMIENTO DEL SUELO ESPECÍFICOS DEL SITIO PARA EL DISEÑO SÍSMICO.....</b>	<b>C21.0 generales .....</b>	<b>711</b>
	Análisis de respuesta del .....	711
C21.1 <b>sitio.....</b>	C21.1.1 Movimientos básicos del terreno .....	711
	711	
C21.1.2      Modelado de la condición del sitio .....	Análisis .....	711
C21.1.3      C21.1.3 de respuesta del sitio y resultados calculados .....	712	
C21.2      Terremoto Máximo Considerado con Objetivo de Riesgo (MCE) <sub>R</sub> Análisis de riesgos de movimiento del suelo .....	712	
C21.2.1      C21.2.1 Probabilístico (MCE <sub>R</sub> ) Movimientos de tierra .....	712	
	C21.2.1.1 Método 1.....	712
	C21.2.1.2 2.....	712
C21.2.2      C21.2.2 Determinista (MCE <sub>R</sub> ) Movimientos de tierra .....	MCE .....	713
C21.2.3      C21.2.3 específico del sitio.....	713	
C21.3      Espectro de respuesta de diseño .....	Parámetros de .....	713
C21.4      C21.4 aceleración de diseño .....	Media Geométrica Máxima .....	713
C21.5      C21.5 Considerada del Terremoto (MCE) <sub>GRAMO</sub> Aceleración máxima del suelo .....	714	
Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....	714
		715
<b>C22 MOVIMIENTO SÍSMICO DEL TERRENO, TRANSICIÓN DE PERÍODO LARGO Y MAPAS DE COEFICIENTES DE RIESGO .....</b>		<b>717</b>
Terremoto Máximo Considerado con Objetivo de Riesgo (MCE) <sub>R</sub> Mapas de Movimiento		722
Terrestre .....	Mapas de Transición de Período Largo .....	723
Media Geométrica Máxima Considerada del Terremoto (MCE) <sub>GRAMO</sub> Mapas PGA .....		723
Herramienta web de movimiento de suelo .....	Mapas de .....	724
Coeficientes de Riesgo .....	Mapas uniformes de peligro y de .....	724
movimiento de tierra determinista.....		724
Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....	724
		724
<b>C23 DOCUMENTOS DE REFERENCIA DE DISEÑO SÍSMICO (Sin comentarios).....</b>		<b>725</b>
<b>C24 RESERVADO PARA FUTUROS COMENTARIOS.....</b>		<b>727</b>
<b>C25 RESERVADO PARA FUTUROS COMENTARIOS.....</b>		<b>729</b>
<b>C26 CARGAS DE VIENTO: REQUISITOS GENERALES.....</b>	<b>C26.1 Procedimientos.....</b>	<b>731</b>
	C26.1.1 Alcance .....	731
	Procedimientos .....	731
C26.1.2      Permitidos .....		731

C26.2	Definiciones.....	732
C26.3	simbolos .....	733
C26.4	generales ..... C26.4.3 Presiones del viento que actúan sobre las caras opuestas de cada superficie del edificio..... Mapa	734
C26.5	de peligro de viento..... C26.5.1	734
	Velocidad básica del viento..... Regiones	734
	C26.5.2 especiales de viento..... Estimación de Velocidades	740
	C26.5.3 Básicas del Viento a partir de Datos Climáticos Regionales.....	740
C26.6	Direccionalidad del viento.....	741
C26.7	Exposición ..... C26.7.4 Requisitos de exposición.	741
C26.8	Efectos topográficos..... Factor de elevación del	743
C26.9	suelo..... Presión de	748
C26.10	velocidad..... C26.10.1	748
	Coeficiente de exposición de presión de velocidad.....	748
	C26.10.2 Presión de velocidad.....	750
C26.11	Efectos de ráfagas..... Clasificación del	751
C26.12	recinto..... Coeficientes de presión	755
C26.13	interna..... Limitación de	756
C26.14	tornados..... C26.14.1	757
	Velocidades y probabilidades de los vientos de los tornados.....	757
	C26.14.2 Presiones de viento inducidas por tornados versus otras tormentas de viento.....	758
	C26.14.3 Protección de ocupantes..... Minimización de los daños	759
	C26.14.4 a la construcción..... Continuidad de las Operaciones del	759
	C26.14.5 Edificio..... Torres de Comunicaciones	764
	C26.14.6 Trussadas.....	764
Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....	764
		766
<b>C27</b>	<b>CARGAS DE VIENTO SOBRE EDIFICIOS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL)</b>	<b>767</b>
	Alcance .....	767
	viento de diseño..... Parte 1: Edificios cerrados, parcialmente	767
	cerrados y abiertos de todas las alturas..... C27.3	767
	Cargas de viento: Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento.....	767
	C27.3.1 Edificaciones Cerradas y Parcialmente Cerradas Rígidas y Flexibles.....	767
	C27.3.2 Edificios abiertos con techos libres de una pendiente, inclinados o en canal.....	768
	C27.3.5 Diseño de Casos de Carga de Viento.....	768
	Parte 2: Edificios cerrados de diafragma simple $conh \leq 160$ pies ( $h \leq 48,8m$ ) .....	769
	Cargas de viento: Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento.....	769
	C27.5.1 Superficies de Paredes y Techos: Edificios Clase 1 y 2.....	769
	C27.5.2 Parapetos..... Voladizos de	769
	C27.5.3 techo.....	770
Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....	770
		770
<b>C28</b>	<b>CARGAS DE VIENTO EN EDIFICIOS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DE ENVOLVENTE)</b> . Parte 1: Edificios de baja altura cerrados y parcialmente cerrados..... C28.3	<b>771</b>
	Cargas de viento: Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento.....	771
	C28.3.1 Presión de viento de diseño para edificios de poca altura.....	771
	C28.3.2 Parapetos..... Cargas mínimas de	771
	C28.3.4 viento de diseño.....	773
	Parte 2: Edificios bajos cerrados de diafragma simple.....	773
Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....	774
		774
<b>C29</b>	<b>CARGAS DE VIENTO SOBRE LOS ACCESORIOS DE LA CONSTRUCCIÓN Y OTRAS ESTRUCTURAS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL)</b> .....	<b>775</b>
	Cargas de viento de diseño: Paredes independientes sólidas y letreros sólidos..... C29.3	775
	C29.3.1 Paredes sólidas independientes y letreros sólidos independientes.....	775
	C29.3.2 Letreros Adjuntos Sólidos.....	776
C29.4	Cargas de Viento de Diseño: Otras Estructuras..... C29.4.1	776
	Estructuras y Equipos de Techos para Edificios.....	776

C29.4.2	Cargas de viento de diseño: contenedores circulares, silos y tanques con $h \leq 120$ pies ( $h \leq 36,5$ m), $D \leq 120$ pies ( $D \leq 36,5$ m), y $0,25 \leq H/D \leq 4$ ..... C29.4.2.1 Paredes Externas de Tolvas Circulares Aisladas, Silos y Tanques..... Techos de	776	
C29.4.2.2	Tolvas Circulares Aisladas, Silos y Tanques..... Parte inferior de	776	
C29.4.2.3	contenedores, silos y tanques circulares elevados aislados..... Techos y paredes	776	
C29.4.2.4	de contenedores circulares agrupados, silos y tanques.....	776	
C29.4.3	Paneles Solares para Techo de Edificios de Todas las Alturas con Techos Planos o Techos a Dos Aguas o a Cuatro Aguas con Pendientes Menos de $7^\circ$ ..... Paneles solares en el techo	777	
C29.4.4	paralelos a la superficie del techo en edificios de todas las alturas y pendientes del techo.	778	
C29.5	Parapetos..... Carga mínima de viento	778	
C29.7	de diseño.....	779	
	Referencias .....	779	
<b>C30</b>	<b>CARGAS DE VIENTO: COMPONENTES Y REVESTIMIENTOS.....</b>	<b>C30.1</b>	<b>781</b>
	Alcance .....	C30.1.1	781
	Tipos de edificios.....	Revestimiento	781
	C30.1.5 permeable al aire..		781
C30.3	Tipos de construcción..... C30.3.1		783
	Condiciones.....	Presiones de viento	783
	C30.3.2 de diseño.....		783
	Parte 1: Edificios de baja altura.....	Parte 3: Edificios con $h \leq 160$ pies	786
	>60 pies ( $h > 18,3$ m) .....	Parte 4: Edificios con 60 pies $< h \leq 160$ pies	786
	(18,3 m $< h \leq 48,8$ m) (Simplificado) .....	C30.6	787
	Tipos de construcción.....	C30.6.1	787
	Carga de Viento: Componentes y Revestimiento.....		788
	C30.6.1.2 Parapetos.....	Voladizos de	788
	C30.6.1.3 techo.....		788
	Parte 5: Edificios Abiertos.....	C30.7 Tipos de	788
	edificios.....	Parte 7: Estructuras no	788
	edificables.....	C30.12	788
	Tolvas Circulares, Silos y Tanques con $h \leq 120$ pies ( $h \leq 36,5$ m) .....	C30.12.2	788
	Paredes Externas de Tolvas Circulares Aisladas, Silos y Tanques.....	Superficie interna de las	788
	C30.12.3 paredes exteriores de contenedores circulares aislados con la parte superior abierta, silos,		788
	y Tanques.....	Techos de Tolvas	
	C30.12.4 Circulares Aisladas, Silos y Tanques.....	Techos y paredes de	788
	C30.12.6 contenedores circulares agrupados, silos y tanques.....		788
	Referencias .....	Otras referencias (no citadas) .....	789
			790
<b>C31</b>	<b>PROCEDIMIENTO DEL TÚNEL DE VIENTO.....</b>	<b>C31.4</b>	<b>793</b>
	Cargar efectos.....	C31.4.1	794
	Intervalos medios de recurrencia de efectos de carga.....		794
	C31.4.2 Limitaciones en las velocidades del viento.....		794
	C31.4.3 Direccionalidad del viento.....		794
C31.6	Colectores solares montados en el techo para pendientes de techo de menos de 7 grados.....		794
	C31.6.1 Requisitos de la prueba del túnel de viento.....		794
	C31.6.1.1 Limitaciones de Cargas de Viento para Colectores Solares de Techo.....		794
	C31.6.1.2 Requisitos de revisión por pares para pruebas en túnel de viento de colectores solares montados en techo.....		795
	Referencias .....		795
<b>APÉNDICE C11A</b>	<b>DISPOSICIONES DE GARANTÍA DE CALIDAD (Eliminado) .....</b>		<b>797</b>
<b>APÉNDICE C11B</b>	<b>DISPOSICIONES DE EDIFICIOS EXISTENTES (Sin comentarios) .....</b>		<b>799</b>
<b>APÉNDICE CC</b>	<b>CONSIDERACIONES DE MANTENIMIENTO .....</b>		<b>801</b>
CC.1	Consideraciones de servicio..... Deflexión, vibración y		801
CC.2	deriva..... CC.2.1		801
	Deflexiones Verticales..... Deriva de Muros y		801
	Marcos.....		810

CC.3	CC.2.3 vibraciones.....	810
CC.3	Diseño para deflexión a largo plazo.....	811
CC.4	comba .....	811
CC.5	contracción .....	811
CC.6	Durabilidad.....	811
Referencias .....	OTRAS	811
REFERENCIAS .....		811
<b>APÉNDICE CD</b>	<b>EDIFICIOS EXENTOS DE CASOS DE CARGA DE VIENTO TORSIONAL.....</b>	<b>813</b>
<b>ANEXO CE</b>	<b>PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO BASADOS EN EL DESEMPEÑO PARA LOS EFECTOS DEL FUEGO EN LAS ESTRUCTURAS.</b>	<b>815</b>
CE.1	Alcance .....	815
CE.2	Definiciones.....	816
CE.3	generales .....	816
CE.4	rendimiento integridad.estructural.....	817
CE.4.1	Objetivos de	817
CE.4.2	CE.4.2 rendimiento específicos del proyecto.....	817
CE.5	Análisis Térmico de los Efectos del Fuego.....	817
CE.5.1	Carga de combustible.....	818
CE.5.2	CE.5.2 de Diseño Estructural.....	818
CE.5.3	CE.5.3 Transferencia de Calor.....	818
CE.6	Análisis Estructural de los Efectos del Fuego.....	819
CE.6.1	Historial de temperatura para miembros estructurales y conexiones.....	820
CE.6.2	CE.6.2 Propiedades dependientes de la temperatura.....	820
CE.6.3	CE.6.3 Combinaciones de carga.....	821
Referencias .....		821
<b>ÍNDICE.....</b>	<b>Índice-1</b>	

## EXPRESIONES DE GRATITUD

La Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE) reconoce el trabajo del Comité de Estándares de Cargas Mínimas de Diseño en Edificios y Otras Estructuras de la División de Actividades de Códigos y Estándares del Instituto de Ingeniería Estructural. Este grupo está compuesto por personas de muchos orígenes, incluida la ingeniería de consultoría, la investigación, la industria de la construcción, la educación, el gobierno, el diseño y la práctica privada.

### Cargas Mínimas de Diseño en Edificios y Otras Estructuras Comité de Normas

#### Miembros votantes

Ronald O. Hamburger, PE, SE, SECB, F.SEI, Silla  
J. Gregory Soules, PE, SE, P.Eng, SECB, F.SEI, F.ASCE,  
Vicepresidente  
Donald O. Dusenberry, PE, SECB, F.SEI, F.ASCE, Presidente anterior Iyad M. Alsamsam, Ph.D., PE, SE, M.ASCE Robert E. Bachman, PE, SE, F.SEI, M.ASCE David G. Brinker, PE, SE, M.ASCE  
Ray A. Bucklin, Ph.D., PE, M.ASCE Charles J. Carter, Ph.D., SE, PE, M.ASCE Gary YK Chock, SE, D.CE, F.SEI, Dist.M. ASCE Ronald A. Cook, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE Bradford K. Douglas, PE, M.ASCE

John F. Duntemann, PE, M.ASCE  
Gary J. Ehrlich, PE, M.ASCE  
Bruce R. Ellingwood, Ph.D., PE, NAE, F.SEI, Dist.M.ASCE  
James M. Fisher, Ph.D., PE, Dist.M.ASCE  
Michael S. Fraser, PE  
Satyendra K. Ghosh, Ph.D., F.SEI, F.ASCE Ramon E. Gilsanz, PE, SE, F.SEI, F.ASCE Lawrence G. Griffis, PE, F.SEI, M.ASCE Robert D. Hanson, Ph.D., PE, F.ASCE James R. Harris, PE, Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE John D. Hooper, PE, SE, F.SEI, F.ASCE Daniel G. Howell, PE, M. ASCE

Edwin T. Houston, PE, F.SEI, M.ASCE  
Christopher P. Jones, PE, M.ASCE Mohammad R. Karim, PE, SE, M.ASCE Jason J. Krohn, PE, CAE, BSCP, F.SEI , F.ASCE Marc L. Levitan, AMASCE  
Bonnie E. Manley, PE, F.SEI, M.ASCE Therese P. McAllister, PE, F.SEI, M.ASCE Michael J. O'Rourke, Ph.D., PE, F.SEI, M.ASCE Frank Parque KH, PE  
Robert B. Paullus Jr., PE, SE, F.SEI, M.ASCE (fallecido)  
Alan B. Peabody, PE, M.ASCE Robert G. Pekelnicky, PE, SE, M.ASCE Timothy A. Reinhold, PE, M.ASCE Scott A. Russell, PE, M.ASCE

Donald R. Scott, PE, SE, F.SEI, F.ASCE  
William N. Scott, PE, SE, SECB, M.ASCE  
Matthew R. Senecal, PE, M.ASCE  
William L. Shoemaker, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE  
Jonathan C. Siu, PE, SE, M.ASCE  
Thomas D. Skaggs, PE  
Harold O. Sprague, Jr., PE, F.ASCE  
John G. Tawresey, PE, F.SEI, F.ASCE  
Harry B. Thomas, PE, F.SEI, M.ASCE  
Brian E. Trimble, PE, M. ASCE

Esta revisión de la norma comenzó en 2011 e incorpora información como se describe en el comentario.

Este estándar fue preparado a través del proceso de estándares de consenso por votación de acuerdo con los procedimientos del Comité de Actividades de Códigos y Estándares de ASCE. Las personas que sirven en el Comité de Normas se enumeran a continuación.

#### Miembros eméritos

James R. Cagley, Educación Física, Maestría en ASCE  
Theodore V. Galambos, Ph.D., PE, NAE, F.EWRI, F.SEI, Dist.M.ASCE  
Neil M. Hawkins, Ph.D., F.SEI, Dist.M.ASCE  
James A. Rossberg, F.SEI, M.ASCE

#### Miembros asociados

Farid Alfawakhiri, Ph.D., PE, M.ASCE Leonel I. Almanzar, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE Richard M. Bennett, Ph.D., PE, M.ASCE Russell A. Berkowitz  
Craig W. Bursch, PE, M.ASCE Alexander Bykovtsev, Ph.D., PE Damayanti Chaudhuri, PE, M.ASCE Robert N Chittenden, PE, F.ASCE William L. Coulbourne, PE, M.ASCE Jay H. Crandell , PE, M.ASCE Mukti L. Das, Ph.D., PE, F.ASCE Richard M. Drake, PE, SE, M.ASCE Mohammed M. Ettouney, Ph.D., PE, D.Sc,

F.AEI, Dist.M.ASCE  
David A. Fanella, Ph.D., PE, F.ASCE  
Lawrence Fisher, PE, M.ASCE (fallecido)  
Donna LR Friis, PE, F.SEI, F.ASCE Amir SJ Gilani, PE, SE, M.ASCE  
Jennifer L. Goupil, PE, F.SEI, M.ASCE, Secretario  
John O. Grieshaber, PE, SE, F.SEI, F.ASCE Wael M. Hassan, PE, SE, M.ASCE  
Todd R. Hawkinson, PE, M.ASCE Mark A. Hershberg, PE, SE, M.ASCE Xiapin Hua, PE, SE, M.ASCE

Y. Henry Huang, Educación Física, Maestría en ASCE Tony Ingratta  
Mohammad Iqbal, Esq., Ph.D., PE, SE, F.ASCE  
Omar A. Jaradat, Ph.D., PE, DPE, M.ASCE  
Hongping Jiang, PE, M.ASCE  
Richard Kahler, PE, M.ASCE Charles W. Kilper, PE, M.ASCE Charles A. Kircher, Ph.D., PE, M.ASCE Raymond W. Kovachik, PE, M.ASCE James SJ Lai, PE, F.ASCE  
Eric J. Letvin, PE, M. ASCE, Miembro de enlace  
Scott A. Lockyear, AMASCE John V. Loscheider, PE, M.ASCE  
Mustafa A. Mahamid, Ph.D., PE, SE, F.SEI, F.ASCE  
Sanjeev R. Malushte, Ph.D., PE, SE, F.ASCE  
Lance Manuel, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE Jorge F. Meneses, Ph.D., PE, GE, D.GE, F.ASCE

Fred Morello  
 Mike C. Mota, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE  
 Rudy Mulia, PE, SE, M.ASCE  
 Erik A. Nelson, PE, M.ASCE Lawrence C.  
 Novak, SE, F.SEI, M.ASCE George N.  
 Olive, PE, M.ASCE  
 David B. Peraza, PE, M.ASCE  
 Friedrich Rolf-Christian  
 Scott M. Rosemann, PE, F.SEI, M.ASCE  
 Rafael Sabelli, PE, SE, M.ASCE Fahim  
 Sadek, Ph.D., PE, F.SEI, M.ASCE Gwenyth  
 R. Searer, PE, SE, M.ASCE Constadino  
 Sirakis, PE, M.ASCE  
 T. Eric Stafford, PE, M.ASCE  
 Theodore Stathopoulos, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE  
 David A. Steele, PE, M.ASCE  
 Sayed Stoman, Ph.D., PE, SE, M.ASCE  
 Arpan B. Tailor, PE, F.ASCE  
 Shakhzod M. Takhirov, PE Lee  
 Tedesco, Aff.M.ASCE Paulos B.  
 Tekie, PE, SE, M.ASCE Christos V.  
 Tokas  
 Frederick M. Turner, PE, SE, M.ASCE  
 Marci SJ Uihlein, PE, M.ASCE Victoria B.  
 Valentine, PE, M.ASCE Miles E. Waltz,  
 Jr., PE, M.ASCE  
 Eric H. Wey, PE  
 Andrew SJ Whittaker, Ph.D., PE, SE, F.SEI, F.ASCE  
 Peter JG Willse, PE, M.ASCE  
 Bradley Young, M. ASCE

Subcomité de Cargas Atmosféricas de Hielo  
 Alan B. Peabody, PE, M. ASCE,Silla  
 maggie esmeril,Vicepresidente Jamey  
 M. Bertram, PE, M.ASCE David G.  
 Brinker, PE, SE, M.ASCE Joseph A.  
 Catalano  
 Asim K. Haldar  
 kathleen jones  
 Jack N Lott  
 Lawrence M. Slavin, AMASCE

Miembros asociados  
 karen finstad  
 Ronald M. Thorkildson

Subcomité de Cargas Muertas y Vivas  
 Harry B. Thomas, PE, F.SEI, M.ASCE,Silla  
 Robert J. Dayhoff, Aff.M.ASCE Manuel A. Diaz,  
 Ph.D., PE, M.ASCE Bradford K. Douglas, PE,  
 M.ASCE Donald Dusenberry, PE, SECB, F.SEI,  
 F.ASCE Cole E. Graveen, PE, SE, M.ASCE  
 John V. Loscheider, PE, M.ASCE  
 Mustafa A. Mahamid, Ph.D., PE, SE, F.SEI, F.ASCE  
 Albie E. Perry, PE, M.ASCE  
 William L. Shoemaker, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE  
 David A. Steele, PE, M.ASCE  
 Marci S. Uihlein, PE, M. ASCE

Subcomité de Cargas de Inundación  
 Christopher P. Jones, PE, M. ASCE,Silla  
 William L. Coulbourne, PE, F.SEI, F.ASCE  
 Daniel T. Cox, Ph.D.

Carol F. Friedland, PE, M.ASCE  
 Daniel G. Howell, PE, M.ASCE  
 Marc L. Levitan, AMASCE Long  
 T. Phan, PE, M.ASCE  
 H. Ronald Riggs, Ph.D., PE, F.ASCE  
 David A. Steele, PE, M.ASCE  
 Seth A. Thomas, Educación Física, Maestría en ASCE  
 Subcomité de Requisitos Estructurales Generales  
 Robert G. Pekelnicky, PE, SE, M. ASCE,Silla  
 Farid Alfawakhiri, Ph.D., PE, M.ASCE Robert E.  
 Bachman, PE, SE, F.SEI, M.ASCE William F.  
 Baker, Jr., PE, F.SEI, NAE, F.ASCE David R  
 Bonneville, M. ASCE  
 Gary YK Chock, SE, D.CE, F.SEI, Dist.M.ASCE John  
 F. Duntemann, PE, M.ASCE  
 Bruce R. Ellingwood, Ph.D., PE, NAE, F.SEI, Dist.M.ASCE  
 Theodore V. Galambos, Ph.D., PE, NAE, F.EWRI,  
 F.SEI, Dist.M.ASCE  
 Satyendra K. Ghosh, Ph.D., F.SEI, F.ASCE  
 Ramon E. Gilsanz, PE, SE, F.SEI, F.ASCE  
 Lawrence G. Griffis, PE, F.SEI, M.ASCE  
 Ronald O. Hamburguesa, PE, F.SEI  
 James R. Harris, PE, Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE  
 John L. Harris, III, Ph.D., SE, PE, SECB, F.SEI, M.ASCE,  
 Miembro de enlace  
 John D. Hooper, PE, SE, F.SEI, F.ASCE Marc L.  
 Levitan, AMASCE,Miembro de enlace Philip R.  
 Line, M. ASCE  
 Therese P. McAllister, PE, F.SEI, M.ASCE,Miembro de enlace  
 Brian J. Meacham  
 Jamie E. Padgett, Ph.D., AMASCE Donald  
 R. Scott, PE, SE, F.SEI, F.ASCE Jonathan C.  
 Siu, PE, SE, M.ASCE  
 J. Gregory Soules, PE, SE, P.Eng, SECB, F.SEI, F.ASCE  
 Harold O. Sprague, Jr., PE, F.ASCE  
 Kyle F. Twitchell, PE, M. ASCE  
 Michael Willford

Subcomité de Combinaciones de Carga  
 Therese P. McAllister, PE, F.SEI, M.ASCE,Silla  
 Iyad M. Alsamsam, Ph.D., PE, SE, M.ASCE  
 Bruce R. Ellingwood, Ph.D., PE, NAE, F.SEI, Dist.M.ASCE  
 Theodore V. Galambos, Ph.D., PE, NAE, F.EWRI,  
 F.SEI, Dist.M.ASCE  
 James R. Harris, PE, Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE  
 Daniel G. Howell, PE, M.ASCE  
 Néstor R. Iwankiw, PE, M.ASCE  
 Yue Ph. Li, Ph.D., AMASCE Philip  
 R. Line, M.ASCE  
 John V. Loscheider, PE, M.ASCE  
 Sanjeev R. Malushte, Ph.D., PE, SE, F.ASCE  
 Robert G. Pekelnicky, PE, SE, M.ASCE Rose A.  
 Rodriguez, PE, SE, M.ASCE  
 Scott A. Russell, PE, M. ASCE  
 William L. Shoemaker, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE  
 J. Gregory Soules, PE, SE, P.Eng, SECB, F.SEI, F.ASCE  
 Jason J. Thompson  
 Naiyu Wang, AMASCE

Subcomité de Cargas Sísmicas  
 John D. Hooper, PE, SE, F.SEI, F.ASCE,Silla  
 James G. Soules, PE, SE, P.Eng, SECB, F.SEI, F.ASCE,  
 Vicepresidente

Robert E. Bachman, PE, SE, F.SEI, M.ASCE, Presidente anterior Conrad A. Hohener, PE, M. ASCE, Secretario Hussain E. Bhatia, PE, SE, M.ASCE David R. Bonneville, M.ASCE  
Martin R. Button, Ph.D., PE, M.ASCE Finley A. Charney, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE Kelly E. Cobeen, PE, SE, M.ASCE Charles B. Crouse, Ph.D., PE, M.ASCE Satyendra K. Ghosh, Ph.D., F.SEI, F.ASCE John D. Gillengerten Ronald O. Hamburger, PE, F.SEI Robert D. Hanson, Ph.D., PE, F.ASCE John L. Harris, III, Ph.D., SE, PE, SECB, F.SEI, M.ASCE James R. Harris, PE, Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE Thomas F. Heausler, PE, SE, M.ASCE Y. Henry F. Huang, PE, M.ASCE Edwin T. Houston, PE, F.SEI, M.ASCE Martin W. Johnson, PE, SE, M.ASCE Dominic J. Kelly, PE, SE, M.ASCE Ryan A. Kersting, PE, SE, M.ASCE Jon P. Kiland, PE, SE, M.ASCE Charles A. Kircher, Ph.D., PE, M. ASCE Vladimir G. Kochkin, AMASCE

James S. Lai, PE, F.ASCE Philip R. Line, M.ASCE Sanjeev R. Malushte, Ph.D., PE, SE, F.ASCE Bonnie E. Manley, PE, F.SEI, M.ASCE Igor F. Marinovic, PE, M.ASCE Ronald L. Mayes, Ph.D., PE, M.ASCE Kevin S. Moore, PE, M.ASCE Robert G. Pekelnicky, PE, SE, M.ASCE Maurice S. Power, PE, D.GE, F.ASCE Rafael E. Sabelli, PE, SE, M.ASCE Gwenyth R. Searer, PE, SE, M.ASCE Matthew R. Senecal, PE, M.ASCE William L. Shoemaker, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE John F. Silva, PE, SE, F.SEI, M.ASCE Jonathan C. Siu, PE, SE, M.ASCE Harold O. Sprague, Jr., PE, F.ASCE Mai Tong Eric H. Wey, PE Tom C. Xia, PE, M.ASCE Ben E. Yousefi, PE, SE, M.ASCE

#### Miembros asociados

Dennis A. Alvarez, PE, M.ASCE Victor D. Azzi, PE, M.ASCE Scott E. Breneman, Ph.D., PE, SE, M.ASCE Alexander F. Bykovtsev, Ph.D., PE Philip J. Caldwell, AMASCE Dominic F. Campi, SE, M. ASCE James A. Carlson Robert N. Chittenden, PE, F.ASCE Brian L. Dance, PE, SE Mukti L. Das, Ph.D., PE, F.ASCE Bradford K. Douglas, PE, M.ASCE William J. Egan, Jr., PE, LS, M.ASCE Gary J. Ehrlich, PE, M.ASCE Stephen L. Fisher, PE, SE, M.ASCE Bora Gencturk, AMASCE Rakesh K. Goel, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE Emily M. Guglielmo, PE, SE, F.SEI, M.ASCE Mahmoud M. Hachem, PE, M.ASCE Su F. Hao, C.Eng, Aff.M.ASCE Kyle D. Harris, PE, M.ASCE

Wael M. Hassan, PE, SE, M.ASCE Gerald L. Hatch, PE, LS, M.ASCE Ronald W. Haupt, PE, M.ASCE Michael F. Howell, PE, M.ASCE Omar A. Jaradat, Ph.D., PE, D.PE, M.ASCE Jerod G. Johnson Peyman D. Kaviani, Ph.D., PE, M.ASCE Hayne E. Kim, Ph.D., PE, SE, M.ASCE Nina K. Kristeva, PE jennifer lan Ronald W. LaPlante, PE, SE, M.ASCE Thang Huu Le, PE, SE, M.ASCE Jeffrey D. Linville, PE, M.ASCE John V. Loscheider, PE, M.ASCE Nicolás Luco, AMASCE, Miembro de enlace Roberto T. Lyons Gary E. Mansell, PE, PLS, M. ASCE James Marrone Justin D. Marshall, Ph.D., PE, M.ASCE Ricardo A. Medina, Ph.D., PE, M.ASCE Troy A. Morgan, PE, M.ASCE Jordan L. Morris, PE, SE, M.ASCE Rudy E. Mulia, PE, SE, M.ASCE Aspasia Nikolaou, Ph.D., PE, F.ASCE Thomas L. North, PE, F.ASCE Sanaz Rezaeian, Miembro de enlace Nicholas D. Robinson, AMASCE William N. Scott, PE, SE, SECB, M.ASCE Bill Staehlin

Andrew D. Stark, PE, SE, M.ASCE Sayed E. Stoman, Ph.D., PE, SE, M.ASCE Paul O. Stuart, PE, M.ASCE Thomas J. Szewczyk, PE, SE, M.ASCE Aaron M. Talbott, PE, SE John M. Tehaney, PE, SE, M.ASCE Matthew J. Tobolski, Ph.D., PE, SE, M.ASCE Chris Tokas

Brian E. Trimble, PE, M.ASCE Frederick M. Turner, PE, SE, M.ASCE Victoria B. Valentine, PE, M.ASCE Miles E. Waltz, Jr., PE, M.ASCE Brian D. Wiese, PE, SE, M.ASCE Tzong-Shuoh E. Yang, PE, SE, M.ASCE Zia E. Zafir, GE, PE, M.ASCE

Saiying R. Zhou, PE Neil M. Hawkins, Ph.D., F.SEI, Dist.M.ASCE

Comité de Trabajo Sísmico sobre Administración y Garantía de Calidad

Jonathan C. Siu, PE, SE, M. ASCE, Silla John D. Hooper, PE, SE, F.SEI, F.ASCE Y. Henry F. Huang, PE, M.ASCE Philip R. Line, M. ASCE Bonnie E. Manley, PE, F.SEI, M.ASCE Victoria B. Valentine, PE, M.ASCE

Comité de Trabajo Sísmico sobre Concreto

Satyendra K. Ghosh, Ph.D., F.SEI, F.ASCE, Silla Hussain E. Bhatia, PE, SE, M.ASCE, Vicepresidente James R. Harris, PE, Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE Dominic J. Kelly, PE, SE, M.ASCE Stephen P. Schneider, AMASCE Matthew R. Senecal, PE, M.ASCE John F. Silva, PE, SE, F.SEI, M.ASCE

Andrew D. Stark, PE, SE, M.ASCE  
Thomas J. Szewczyk, PE, SE, M.ASCE  
Andrew W. Taylor, Ph.D., SE, M.ASCE

Comité de Trabajo Sísmico sobre Fundaciones y Condiciones del Sitio  
Martin W. Johnson, PE, SE, M. ASCE,Silla  
Robert E. Bachman, PE, SE, F.SEI, M.ASCE  
David R. Bonneville, M.ASCE  
Alexander F. Bykovtsev, Ph.D., PE  
Dominic F. Campi, SE, M.ASCE Charles  
B. Crouse, Ph.D., PE, M.ASCE Mark A.  
Hershberg, PE, SE, M.ASCE Ronald W  
LaPlante, PE, SE, M.ASCE Thang H. Le,  
PE, SE, M.ASCE Aspasia Nikolaou, Ph.D.,  
PE, F.ASCE Robert G. Pekelnicky, PE, SE,  
M.ASCE Maurice S. Poder, PE, D.GE,  
F.ASCE Tom Chuan Xia, PE, M.ASCE

Zia E. Zafir, GE, PE, M.ASCE

Comité de Trabajo Sísmico sobre Disposiciones Generales  
Jon P. Kiland, PE, SE, M. ASCE,Silla  
Finley A. Charney, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE  
Robert N. Chittenden, PE, F.ASCE  
Brian L. Dance, PE, SE Mukti L. Das, Ph.D., PE,  
F.ASCE Satyendra K. Ghosh, Ph.D., F.SEI,  
F.ASCE Emily M. Guglielmo, PE, SE, F .SEI,  
M.ASCE Ronald O. Hamburger, PE, F.SEI

John L. Harris, III, Ph.D., SE, PE, SECB, F.SEI, M.ASCE  
Thomas F. Heausler, PE, SE, M.ASCE  
Mark A. Hershberg, PE, SE, M.ASCE  
Conrad A. Hohener, PE, M.ASCE  
Michael F. Howell, PE, M.ASCE  
Y. Henry F. Huang, PE, M.ASCE Edwin  
T. Houston, PE, F.SEI, M.ASCE Ryan A.  
Kersting, PE, SE, M.ASCE Jennifer Lan

Ronald W. LaPlante, PE, SE, M.ASCE  
Philip R. Line, M.ASCE  
Mustafa A. Mahamid, Ph.D., PE, SE, F.SEI, F.ASCE  
Bonnie E. Manley, PE, F.SEI, M.ASCE  
Igor F. Marinovic, PE, M.ASCE Rudy E.  
Mulia, PE, SE, M.ASCE Aspasia Nikolaou,  
Ph.D., PE, F.ASCE Robert G. Pekelnicky,  
PE, SE, M.ASCE Rafael E. Sabelli, PE, SE,  
M. ASCE Bill Staehlin  
  
Sayed E. Stoman, Ph.D., PE, SE, M.ASCE  
Frederick M. Turner, PE, SE, M.ASCE Ben E.  
Yousefi, PE, SE, M.ASCE

Subcomité de Tareas Sísmicas sobre Disposiciones Generales Simplificadas  
Thomas F. Heausler, PE, SE, M. ASCE,Silla Kyle D. Harris, Educación Física,  
Maestría en ASCE  
James R. Harris, PE, Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE  
John D. Hooper, PE, SE, F.SEI, F.ASCE Vladimir G.  
Kochkin, AMASCE  
jennifer Ian  
Philip R. Line, M. ASCE  
Bonnie E. Manley, PE, F.SEI, M.ASCE  
Nicholas D. Robinson, AMASCE  
Gwenyth R. Searer, PE, SE, M.ASCE  
Matthew R. Senecal, PE, M.ASCE

Andrew D. Stark, PE, SE, M.ASCE  
Thomas J. Szewczyk, PE, SE, M.ASCE

Subcomité de Tareas Sísmicas sobre Disposiciones Generales  
No Lineales Ronald O. Hamburger, PE, F.SEI,Silla Robert E.  
Bachman, PE, SE, F.SEI, M.ASCE Scott D. Campbell, Ph.D., PE,  
M.ASCE Finley A. Charney, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE

John L. Harris, III, Ph.D., SE, PE, SECB, F.SEI, M.ASCE  
Sanjeev R. Malushte, Ph.D., PE, SE, F.ASCE  
Justin D. Marshall, Ph.D., PE, M.ASCE  
Robert G. Pekelnicky, PE, SE, M.ASCE  
Nicholas D. Robinson, AMASCE  
Rafael E. Sabelli, PE, SE, M.ASCE  
Stephen P. Schneider, AMASCE Reid  
F. Zimmerman, PE, M.ASCE

Comité de Trabajo Sísmico sobre Movimientos Terrestres

Charles B. Crouse, Ph.D., PE, M.ASCE,Silla  
Robert E. Bachman, PE, SE, F.SEI, M.ASCE  
Russell A. Berkowitz  
Alexander F. Bykovtsev, Ph.D., PE  
Philip J. Caldwell, AMASCE Nicolas  
Luco, AMASCE  
Aspasia Nikolaou, Ph.D., PE, F.ASCE  
Maurice S. Power, PE, D.GE, F.ASCE  
David J. Whitehead, PE, M.ASCE Brian  
D. Wiese, PE, SE, M.ASCE Zia E. Zafir,  
GE, PE, M.ASCE

Comité de Tareas Sísmicas sobre Albañilería

Edwin T. Houston, PE, F.SEI, M.ASCE,Silla James  
R. Harris, PE, Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE Jordan L.  
Morris, PE, SE, M.ASCE  
Gwenyth R. Searer, PE, SE, M.ASCE  
John M. Tehaney, PE, SE, M.ASCE Brian  
E. Trimble, PE, M.ASCE Frederick M.  
Turner, PE, SE, M.ASCE

Comité de Trabajo Sísmico sobre Estructuras No Edificables

J. Gregory Soules, PE, SE, P.Eng, SECB, F.SEI, F.ASCE,Silla Eric  
H. Wey, PE,Vicepresidente  
Brian D. Wiese, PE, SE, M. ASCE,Secretario  
Víctor D. Azzi, PE, M.ASCE  
Robert E. Bachman, PE, SE, F.SEI, M.ASCE  
Vincent F. Borov, PE, M.ASCE  
Philip J. Caldwell, AMASCE Kyle D.  
Harris, PE, M.ASCE Ronald W. Haupt,  
PE, M.ASCE Thomas F. Heausler, PE,  
SE, M.ASCE Nina K. Kristeva, PE

Sanjeev R. Malushte, Ph.D., PE, SE, F.ASCE  
Gary E. Mansell, PE, PLS, M.ASCE Ricardo A.  
Medina, Ph.D., PE, M.ASCE Jordan L. Morris,  
PE , SE, M.ASCE  
Rudy E. Mulia, PE, SE, M.ASCE Javeed E.  
Munshi, PE, SE, F.SEI, F.ASCE Nicholas D.  
Robinson, AMASCE  
William N. Scott, PE, SE, SECB, M.ASCE John  
F. Silva, PE, SE, F.SEI, M.ASCE Harold O.  
Sprague, Jr., PE, F.ASCE  
Sayed E. Stoman, Ph.D., PE, SE, M.ASCE  
Reid E. Strain, PE, P.Eng, M.ASCE  
Aaron M. Talbott, PE, SE

John M. Tehaney, PE, SE, M.ASCE Matthew J. Tobolski, Ph.D., PE, SE, M.ASCE Zia E. Zafir, GE, PE, M.ASCE

Comité de Trabajo Sísmico sobre Componentes No Estructurales

John F. Silva, PE, SE, F.SEI, M.ASCE Silla John D. Gillengerten, Vicepresidente Dennis A.

Álvarez, PE, M.ASCE

Robert E. Bachman, PE, SE, F.SEI, M.ASCE

Hussain E. Bhatia, PE, SE, M.ASCE

Steven R. Brokken, PE Philip

J. Caldwell, AMASCE

Scott D. Campbell, Ph.D., PE, M.ASCE

James Carlson

Karen L. Damianick, PE, SE, M.ASCE

Stephen J. Eder, PE, M.ASCE

Stephen L. Fisher, PE, SE, M.ASCE

Amir SJ Gilani, PE, SE, M.ASCE Kyle D.

Harris, PE, M.ASCE

Ronald W. Haupt, PE, M.ASCE Todd R.

Hawkinson, PE, M.ASCE Mark A.

Hershberg, PE, SE, M.ASCE Douglas G.

Honegger, M.ASCE

Tara C. Hutchinson, Ph.D., PE, M.ASCE

Tony Ingratta

Brian E. Kehoe, PE, SE, RLS, F.ASCE

Ronald W. LaPlante, PE, SE, M.ASCE

Richard Lloyd, AMASCE

John V. Loscheider, PE, M. ASCE

Robert T. Lyons

Gary E. Mansell, PE, PLS, M.ASCE

John P. Masek, PE, M.ASCE

Ricardo A. Medina, Ph.D., PE, M.ASCE

Matt T. Morgan, PE, SE, M.ASCE Rudy E.

Mulia, PE, SE, M.ASCE James M. Neckel,

Aff.M.ASCE

Carlos Peterman

Refugio M. Rochin

Friedrich Rolf-Christian James

A. Sadler, PE, M.ASCE

William N. Scott, PE, SE, SECB, M. ASCE

Paul Selman

Jeffrey Almajes

J. Gregory Soules, PE, SE, P.Eng, SECB, F.SEI, F.ASCE

Harold O. Sprague, Jr., PE, F.ASCE

bill staehlin

Yelena K. Straight, PE, M.ASCE

Paul O. Stuart, PE, M.ASCE

Matthew J. Tobolski, Ph.D., PE, SE, M.ASCE

Chris Tokas

Victoria B. Valentine, PE, M.ASCE

Brian D. Wiese, PE, SE, M.ASCE

Tom Chuan Xia, PE, M.ASCE

Comité de Trabajo Sísmico sobre Aislamiento Sísmico

Ronald L. Mayes, Ph.D., PE, M.ASCE Silla Martin R.

Button, Ph.D., Educación Física, Maestría en ASCE,

Vicepresidente Ian D. Aiken, PE, M.ASCE Ady D.

Aviram, Ph.D., PE, M.ASCE Robert E Bachman, PE, SE,

F.SEI, M.ASCE Cameron F. Black, PE, M.ASCE

antonio giammona

Amir SJ Gilani, PE, SE, M.ASCE Robert

D. Hanson, Ph.D., PE, F.ASCE Su F.

Hao, C.Eng, Aff.M.ASCE

John L. Harris, III, Ph.D., SE, PE, SECB, F.SEI, M.ASCE

Charles A. Kircher, Ph.D., PE, M.ASCE

Justin D. Marshall, Ph.D., PE, M.ASCE

Troy A. Morgan, PE, M.ASCE

Gilberto Mosqueda, AMASCE Robert G.

Pekelnicky, PE, SE, M.ASCE Keri L. Ryan, Ph.D., AMASCE

Kenneth M. Sinclair, PE, SE, M.ASCE

Andrew W. Taylor, Ph.D., SE, M.ASCE

Rene P. Vignos, PE, M.ASCE

Andrew S. Whittaker, Ph.D., PE, SE, F.SEI, F.ASCE

Victor A. Zayas, PE, M.ASCE

Reid F. Zimmerman, Educación Física, Maestría en ASCE

Comité de Trabajo Sísmico sobre Acero

Bonnie E. Manley, PE, F.SEI, M.ASCE,

Copresidente Rafael E. Sabelli, PE, SE, M.ASCE,

Copresidente Su F. Hao, C.Eng, Aff.M.ASCE Ryan

A. Kersting, PE, SE, M.ASCE Hayne E. Kim, Ph.D.,

PE, SE, M.ASCE Roberto T. Leon, Ph. D., PE, F.SEI,

Dist.M.ASCE Sanjeev R. Malushte, Ph.D., PE, SE,

F.ASCE Igor F. Marinovic, PE, M.ASCE

Justin D. Marshall, Ph.D., PE, M.ASCE William L.

Shoemaker, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE

Comité de Trabajo Sísmico sobre Madera

Philip Line, M. ASCE,Silla

Scott E. Breneman, Ph.D., PE, SE, M.ASCE

Finley A. Charney, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE Y.

Henry F. Huang, PE, M.ASCE

Vladimir G. Kochkin, AMASCE

Thang Huu Le, PE, SE, M.ASCE

Jonathan C. Siu, PE, SE, M.ASCE

Chris Tokas

Tom Chuan Xia, PE, M.ASCE Tzong-

Shuoh E. Yang, PE, SE, M.ASCE Ben E.

Yousefi, PE, SE, M.ASCE

Subcomité de Cargas de Nieve y Lluvia

Michael J. O'Rourke, Ph.D., PE, F.SEI, M.ASCE,Silla

Timothy J. Allison, AMASCE John Cocca, AMASCE

Bradford K. Douglas, PE, M.ASCE

John F. Duntemann, PE, M.ASCE

Gary J. Ehrlich, PE, M.ASCE

James M. Fisher, Ph.D., PE, Dist.M.ASCE Douglas

L. Gadow, PE, SE, M.ASCE James R. Harris, PE,

Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE Thomas B. Higgins, PE,

SE, M. ASCE

Daniel G. Howell, PE, M. ASCE

Nicholas F. Isyumov, PE, F.ASCE,Miembro Distinguido

Aaron R. Lewis, AMASCE Scott A. Lockyear, AMASCE Ian Mackinlay

Joe N. Nunnery, PE George N. Olive, PE,

M.ASCE Michael F. Pacey, PE, M.ASCE

David B. Peraza, PE, M.ASCE Scott A.

Russell, PE, M.ASCE Ronald L. Sack ,

Ph.D., PE, SE, F.ASCE Vincent E. Sagan,

PE, M.ASCE

Joseph D. Scholze, PE, M. ASCE

Gary L. Schumacher, PE, M. ASCE

William L. Shoemaker, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE

Mary Ann T. Triska, AMASCE  
Daniel J. Walker, PE, M.ASCE  
Peter F. Wrenn, PE, M.ASCE

#### Subcomité de Cargas y Efectos de Tsunami

Gary YK Chock, SE, D.CE, F.SEI, Dist.M.ASCE,Silla Michael J. Briggs, PE, D.CE (retirado), DOE (retirado), F.ASCE Daniel T. Cox, Ph.D.  
Matthew J. Francis, PE, M.ASCE John D. Hooper, PE, SE, F.SEI, F.ASCE  
Christopher P. Jones, PE, M.ASCE David L. Kriebel, PE, D.CE, M.ASCE Patrick J. Lynett, Ph.D., M.ASCE  
Ioan D. Nistor, Ph.D., P.Eng, M.ASCE H Ronald Riggs, Ph.D., PE, F.ASCE Ian N. Robertson, PE, SE, M.ASCE Hong K. Thio Susan F. Tonkin, PE, M. ASCE Yong Wei, AMASCE Salomón C.-S. Yim, Ph.D., F.ASCE Kent E. Yu, PE, SE, M.ASCE

#### Miembros asociados

Robert E. Bachman, PE, SE, F.SEI, M.ASCE Kwok F. Cheung, Ph.D., PE, M.ASCE William L. Coulbourne, PE, F.SEI, F.ASCE Martin L. Eskijian, PE, DPE(Ret.), M.ASCE Robert B. Haehnel Michael G Mahoney Clay J. Naito, PE, M. ASCE Dan Palermo Catherine M. Petroff, PE, M.ASCE Long T. Phan, PE, M.ASCE Seth A. Thomas, PE, M.ASCE Ted W. Trenkwalder, PE, M.ASCE John W. Van De Lindt, Ph.D., F.ASCE Rick I. Wilson, CEG, AMASCE

#### Subcomité de Cargas de Viento

Donald R. Scott, PE, SE, F.SEI, F.ASCE,Silla Cherylyn F. Henry, Educación Física, Maestría en ASCE,Secretario James R. Bailey, Ph.D., Educación Física, F.ASCE Gary YK Chock, SE, D.CE, F.SEI, Dist.M.ASCE Ronald A. Cook, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE William L. Coulbourne, PE, F.SEI, F .ASCE Jay H. Crandell, PE, M.ASCE Bradford K. Douglas, PE, M.ASCE Gary J. Ehrlich, PE, M.ASCE Donna LR Friis, PE, F.SEI, F.ASCE Jon K. Galsworthy, PE, M. ASCE Charles B. Goldsmith Dennis W. Gruber, PE, LS, M.ASCE Lawrence G. Griffis, PE, F.SEI, M.ASCE Gregory A. Kopp, PE, M.ASCE Christopher W. Letchford, Ph.D., CPEngr, F.SEI, F.ASCE Marc L. Levitan, AMASCE Mo Abdel Fattah Madani Joseph R. Maffei, Ph.D., SE, PE, M.ASCE Anthony L. Miller, PE, F.SEI, M.ASCE Jon A. Peterka, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE David O. Prevatt, PE, M. ASCE Timothy A. Reinhold, PE, M.ASCE William L. Shoemaker, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE Thomas L. Smith, RA, F.SEI, M.ASCE

Douglas A. Smith, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE T. Eric Stafford, PE, M.ASCE Theodore E. Stathopoulos, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE Peter J. Vickery, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE

#### Miembros emeritos

William S. Harris, PE, F.SEI, F.ASCE Peter A. Irwin, Ph.D., P.Eng, F.EMI, F.SEI, F.ASCE Nicholas F. Isyumov, PE, F.ASCE Ahsan Kareem, Ph.D., F.EMI, NAE, Dist.M.ASCE Kishor A. Mehta, Ph.D., PE, NAE, F.SEI, Dist.M.ASCE Emil D. Simiu, Ph.D. , PE, F.ASCE

#### Miembros asociados

Roger A. Aduddell, PE, M.ASCE Timothy J. Allison, AMASCE Jeffrey P. Arneson, PE Appupillai Baskaran, Ph.D., P.Eng, M.ASCE Jamey M. Bertram, PE, M.ASCE Rudraprasad R. Bhattacharyya, CP, M.ASCE Daryl W. Boggs, PE, M.ASCE Finley A. Charney, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE David L. Conrad, PE, M.ASCE Anne D. Cope, Ph.D., PE, M.ASCE Richard J. Davis, PE, M.ASCE Pedro Paulo M. De Figueiredo, PE, M.ASCE John F. Duntemann, PE, M.ASCE Joffrey F. Easley, PE, M.ASCE Arindam Gan Chowdhury, Ph.D., AMASCE Satyendra K. Ghosh, Ph.D., F.SEI, F.ASCE Joseph R. Hetzel, PE, M.ASCE Xiapin E. Hua, PE, SE, M.ASCE Anurag D. Jain, Ph.D., PE, M.ASCE Winston E. Kile, PE, M.ASCE Daniel L. Lavrich, PE, SECB, F.SEI, F.ASCE Jeffrey D. Linville, PE, M.ASCE Scott A. Lockyear, AMASCE John V. Loscheider, PE, M.ASCE Bonnie E. Manley, PE, F.SEI, M.ASCE Lance E. Manuel, Ph.D., PE, F.SEI, F.ASCE Athanasios T. Marinos, PE, M.ASCE Andrew F. Martin, PE, M.ASCE

Patrick W. McCarthy, Educación Física, Maestría en ASCE

Fred Morello Jordan L. Morris, PE, SE, M.ASCE Joelle K. Nelson, PE, M.ASCE John W. O'Brien, PE, SE, M.ASCE Robert F. Oleck, Jr., PE, M.ASCE George N. Olive, PE, M.ASCE Panos G. Papavizas, PE, M.ASCE Dorothy F. Reed, PE, M.ASCE Frank V. Resso, PE, M.ASCE James H. Robinson, PE, M.ASCE Refugio M.Rochin

Friedrich Rolf Christian

William C. Rosencutter, PE, M.ASCE Chandrasekhar R. Sen Majumdar, M.ASCE Jon F. Sfura, PE, M.ASCE David A. Steele, PE, M.ASCE David W. Stermer, PE, M.ASCE Peter F. Todd, PE, M.ASCE Peter JG Willse, PE, M.ASCE Silky Sze Ki Wong, SE, SMASCE Tom Chuan Xia , Educación Física, Maestría en ASCE Bradley R. Young, Maestría en ASCE

## EN MEMORIA

Robert B. Paullus Jr., PE, SE, F.SEI, F.ASCE

1959-2015

El Sr. Paullus se desempeñó en el Comité de Estándares de Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras de ASCE/SEI durante varios ciclos. Durante el ciclo 2017, se desempeñó en el Comité Principal, el Subcomité de Cargas Sísmicas y el Subcomité de Cargas de Viento. El Sr. Paullus fue un defensor incansable de la mejora de las prácticas y los requisitos de diseño sísmico en Tennessee y las regiones circundantes en riesgo de sacudidas severas de la zona de falla de New Madrid.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

# CAPÍTULO 1

## GENERAL

### 1.1 ALCANCE

Esta norma proporciona cargas mínimas, niveles de riesgo, criterios asociados y objetivos de desempeño previstos para edificios, otras estructuras y sus componentes no estructurales que están sujetos a los requisitos del código de construcción. Las cargas, las combinaciones de carga y los criterios asociados proporcionados en este documento deben usarse con las resistencias de diseño o los límites de tensión admisibles contenidos en las especificaciones de diseño para materiales estructurales convencionales. Usados juntos, se consideran capaces de proporcionar los niveles de rendimiento previstos para los cuales se han desarrollado las disposiciones de esta norma. También se describen los procedimientos para aplicar medios alternativos para demostrar un desempeño aceptable.

### 1.2 DEFINICIONES Y SÍMBOLOS

**1.2.1 Definiciones.** Las siguientes definiciones se aplican a las disposiciones de toda la norma.

**DISEÑO DE TENSIÓN ADMISIBLE:** Un método de dosificación de miembros estructurales tal que los esfuerzos calculados elásticamente producidos en los miembros por cargas nominales no excedan los esfuerzos permisibles especificados (también llamado "diseño de esfuerzos de trabajo").

**AUTORIDAD CON JURISDICCIÓN:** La organización, subdivisión política, oficina o individuo encargado de la responsabilidad de administrar y hacer cumplir las disposiciones de esta norma.

**EDIFICIOS:** Estructuras, generalmente encerradas por paredes y un techo, construidas para brindar soporte o refugio para una ocupación prevista.

**FUERZA DEL DISEÑO:** El producto de la fuerza nominal y un factor de resistencia.

**SISTEMA NO ESTRUCTURAL DESIGNADO:** Un componente o sistema no estructural que es esencial para la función prevista de una estructura de Categoría de Riesgo IV o que es esencial para la Seguridad Humana en estructuras asignadas a otras Categorías de Riesgo.

**INSTALACIONES ESENCIALES:** Edificios y otras estructuras que están destinadas a permanecer operativas en caso de carga ambiental extrema por inundación, viento, nieve o terremotos.

**CARGA FACTORADA:** El producto de la carga nominal y un factor de carga.

**SUSTANCIA ALTAMENTE TOXICA:** Tal como se define en 29 CFR 1910.1200, Apéndice A, con enmiendas a partir del 1 de febrero de 2000.

**FACTOR DE IMPORTANCIA:** Un factor que da cuenta del grado de riesgo para la vida humana, la salud y el bienestar asociado con el daño a la propiedad o la pérdida de uso o funcionalidad.

**ESTADO LÍMITE:** Condición más allá de la cual una estructura o miembro se vuelve inadecuado para el servicio y se considera que ya no es útil para la función prevista (estado límite de servicio) o que no es seguro (estado límite de resistencia).

**EFFECTOS DE CARGA:** Fuerzas y deformaciones producidas en miembros estructurales por las cargas aplicadas.

**FACTOR DE CARGA:** Un factor que tiene en cuenta las desviaciones de la carga real de la carga nominal, las incertidumbres en el análisis que transforman la carga en un efecto de carga y la probabilidad de que ocurra más de una carga extrema simultáneamente.

**CARGAS:** Fuerzas u otras acciones que resultan del peso de todos los materiales de construcción, ocupantes y sus posesiones, efectos ambientales, movimiento diferencial y cambios dimensionales restringidos. Las cargas permanentes son cargas en las que las variaciones en el tiempo son raras o de pequeña magnitud. Todas las demás cargas son cargas variables (ver también "cargas nominales").

**CARGAS NOMINALES:** Las magnitudes de las cargas especificadas en esta norma para cargas muertas, vivas, de suelo, viento, nieve, lluvia, inundaciones y terremotos.

**FUERZA NOMINAL:** La capacidad de una estructura o miembro para resistir los efectos de las cargas, según lo determinado por cálculos que usan resistencias y dimensiones de materiales específicos y fórmulas derivadas de principios aceptados de mecánica estructural o por pruebas de campo o pruebas de laboratorio de modelos a escala, que permiten modelar efectos y diferencias entre las condiciones de laboratorio y de campo.

**OCCUPACIÓN:** El propósito para el cual se usa o se pretende usar un edificio u otra estructura, o parte del mismo.

**OTRAS ESTRUCTURAS:** Estructuras, que no sean edificios, para las cuales se especifican las cargas en esta norma.

**EFFECTO P-DELTA:** El efecto de segundo orden en los cortantes y momentos de los miembros del pórtico inducidos por cargas axiales en el pórtico de un edificio desplazado lateralmente.

**PROCEDIMIENTOS BASADOS EN EL DESEMPEÑO:** Una alternativa a los procedimientos prescriptivos de esta norma que se caracteriza por un análisis de ingeniería específico del proyecto, opcionalmente complementado con pruebas limitadas, para determinar la confiabilidad calculada de un edificio o estructura individual.

**FACTOR DE RESISTENCIA:** Un factor que explica las desviaciones de la resistencia real de la resistencia nominal y la forma y las consecuencias de la falla (también llamado "factor de reducción de la resistencia").

**CATEGORÍA DE RIESGO:** Una categorización de edificios y otras estructuras para la determinación de las cargas por inundaciones, nieve, hielo y terremotos con base en el riesgo asociado con un desempeño inaceptable. Ver tabla 1.5-1.

**CARGAS DE SERVICIO:** Cargas impartidas en un edificio u otra estructura debido a (1) peso propio y carga muerta superpuesta, (2) cargas vivas que se supone que están presentes durante la ocupación normal o el uso del edificio u otra estructura, (3) cargas ambientales que se esperan ocurrir durante la vida útil definida de un edificio u otra estructura, y (4) fuerzas y efectos de autoesfuerzo. Cargas vivas de servicio y cargas ambientales para un

se permite que el estado límite particular sea menor que las cargas de diseño especificadas en la norma. Las cargas de servicio deben identificarse para cada estado de servicio que se esté investigando.

**DISEÑO DE FUERZA:**Un método para proporcionar miembros estructurales de tal manera que las fuerzas calculadas producidas en los miembros por las cargas mayoradas no excedan la resistencia de diseño del miembro (también llamado "diseño de factor de carga y resistencia").

**INSTALACIONES TEMPORALES:**Edificios u otras estructuras que estarán en servicio por un tiempo limitado y tienen un período de exposición limitado para cargas ambientales.

**SUSTANCIA TÓXICA:**Tal como se define en 29 CFR 1910.1200, Apéndice A, con enmiendas a partir del 1 de febrero de 2000.

## 1.2.2 Símbolos.

re=Peso muerto.

Fx=Una fuerza lateral mínima de diseño aplicada al nivel X de la estructura y se utiliza con el propósito de evaluar la integridad estructural de acuerdo con la Sección 1.4.2. L =Carga viva.

L=Carga viva del techo.

norte =Carga nocial para la integridad estructural. R =

Carga de lluvia.

S =Carga de nieve.

Wx=La parte de la carga muerta total de la estructura,D, ubicado o asignado al nivel X.

## 1.3 REQUISITOS BÁSICOS

**1.3.1 Resistencia y Rígidez.**Los edificios y otras estructuras, y todas sus partes, se deben diseñar y construir con la resistencia y la rigidez adecuadas para proporcionar estabilidad estructural, proteger los componentes y sistemas no estructurales y cumplir con los requisitos de capacidad de servicio de la Sección 1.3.2.

La resistencia aceptable se demostrará usando uno o más de los siguientes procedimientos:

- un. los procedimientos de resistencia de la Sección 1.3.1.1,
- B. los procedimientos de esfuerzo admisible de la Sección 1.3.1.2, o
- C. sujeto a la aprobación de la Autoridad que tenga jurisdicción para proyectos individuales, los procedimientos basados en el desempeño de la Sección 1.3.1.3.

Se permitirá el uso de procedimientos alternativos para diferentes partes de una estructura y para diferentes combinaciones de carga, sujeto a las limitaciones del Capítulo 2. Cuando se considere la resistencia a eventos extraordinarios, se utilizarán los procedimientos de la Sección 2.5.

Tabla 1.3-1 Confiabilidad objetivo (probabilidad anual de falla,PAGSF) e Índices de Confiabilidad Asociados ( $\beta$ )<sup>1</sup>para condiciones de carga que no Incluir Terremoto, Tsunami o Eventos Extraordinarios<sup>2</sup>

Base	Categoría de riesgo			
	I	II	tercero	IV
Fallo que no es repentino y no conduce a progresión generalizada del daño	PAGSF=1.25×10 <sup>-4</sup> /año $\beta=2.5$	PAGSF=3.0×10 <sup>-5</sup> /año $\beta=3.0$	PAGSF=1.25×10 <sup>-5</sup> /año $\beta=3.25$	PAGSF=5.0×10 <sup>-6</sup> /año $\beta=3.5$
Fallo que es repentino o conduce a progresión generalizada del daño	PAGSF=3.0×10 <sup>-5</sup> /año $\beta=3.0$	PAGSF=5.0×10 <sup>-6</sup> /año $\beta=3.5$	PAGSF=2.0×10 <sup>-6</sup> /año $\beta=3.75$	PAGSF=7.0×10 <sup>-7</sup> /año $\beta=4.0$
Falla que es repentina y resulta en progresión generalizada del daño	PAGSF=5.0×10 <sup>-6</sup> /año $\beta=3.5$	PAGSF=7.0×10 <sup>-7</sup> /año $\beta=4.0$	PAGSF=2.5×10 <sup>-7</sup> /año $\beta=4.25$	PAGSF=1.0×10 <sup>-7</sup> /año $\beta=4.5$

<sup>1</sup>Los índices de confiabilidad objetivo se proporcionan para un período de referencia de 50 años y las probabilidades de falla se han anualizado. Las ecuaciones presentadas en la Sección 2.3.6 se basan en índices de confiabilidad para 50 años porque los requisitos de combinación de carga en la Sección 2.3.2 se basan en las cargas máximas para el período de referencia de 50 años.

<sup>2</sup>El comentario a la Sección 2.5 incluye referencias a publicaciones que describen el desarrollo histórico de estas confiabilidades objetivo.

Tabla 1.3-2 Confiabilidad objetivo (probabilidad condicional de falla) para la Estabilidad Estructural Causada por Terremoto

Categoría de riesgo	Probabilidad Condisional de Falla Causada por el MCEr Peligro de sacudidas (%)
yo y yo	10
tercer	5
IV	2.5

Tabla 1.3-3 Confiabilidad objetivo (probabilidad condicional de falla) para miembros estructurales ordinarios no críticos causados por terremoto

Categoría de riesgo	Probabilidad condisional de falla de componente o anclaje Causado por el MCErSacudida Peligro (%)
yo y yo	25
tercer	15
IV	9

Los valores del programa de prueba deben estar de acuerdo con los estándares y prácticas de la industria. Cuando tales estándares o prácticas no existan, los especímenes deben construirse a una escala similar a la de la aplicación prevista, a menos que se pueda demostrar que los efectos de la escala no son significativos para el desempeño indicado. La evaluación de los resultados de las pruebas se realizará sobre la base de los valores obtenidos en no menos de tres pruebas, siempre que la desviación de cualquier valor obtenido de una sola prueba no varíe del valor promedio de todas las pruebas en más del 15 %. Si dicha desviación del valor promedio de cualquier prueba excede el 15 %, se realizarán pruebas adicionales hasta que la desviación de cualquier prueba del valor promedio no exceda el 15 % o se hayan realizado un mínimo de seis pruebas. No se eliminará ninguna prueba a menos que se proporcione una justificación para su exclusión. Los informes de ensayo deben documentar la ubicación, la hora y la fecha del ensayo, las características del espécimen ensayado, las instalaciones del laboratorio, la configuración del ensayo, la carga aplicada y la deformación bajo carga, y la ocurrencia de cualquier daño sufrido por el espécimen, junto con la carga y la deformación en las que se produjo dicho daño.

1.3.1.3.3 Documentación.Los procedimientos utilizados para demostrar el cumplimiento de esta sección y los resultados del análisis y las pruebas se documentarán en uno o más informes presentados a la autoridad competente y a una revisión por pares independiente.

1.3.1.3.4 Revisión por pares.Los procedimientos y resultados de análisis, pruebas y cálculos utilizados para demostrar el cumplimiento de los requisitos de esta sección estarán sujetos a una revisión por pares independiente aprobada por la Autoridad competente. La revisión por pares estará compuesta por una o más personas que tengan la experiencia y los conocimientos necesarios para evaluar el cumplimiento, incluido el conocimiento del rendimiento esperado, el comportamiento estructural y de los componentes, las cargas particulares consideradas, el análisis estructural del tipo realizado, los materiales de construcción y pruebas de laboratorio de elementos y componentes para determinar la resistencia estructural y las características de desempeño. La revisión deberá incluir supuestos, criterios, procedimientos, cálculos, modelos analíticos, configuración de prueba, datos de prueba, dibujos finales e informes. Una vez finalizado satisfactoriamente, los revisores pares

presentará una carta a la Autoridad competente indicando el alcance de su revisión y sus conclusiones.

1.3.2 Capacidad de servicio.Los sistemas estructurales, y los miembros de los mismos, deben diseñarse bajo cargas de servicio para tener la rigidez adecuada para limitar las deflexiones, la deriva lateral, la vibración o cualquier otra deformación que afecte negativamente el uso previsto y el rendimiento de los edificios y otras estructuras con base en los requisitos establecidos en el códigos y estándares aplicables, o como se especifica en los criterios de diseño del proyecto.

1.3.3 Funcionalidad.Los sistemas estructurales y los elementos y conexiones de los mismos asignados a la Categoría de riesgo IV se diseñarán con una probabilidad razonable de tener la resistencia y la rigidez estructurales adecuadas para limitar las deflexiones, el desplazamiento lateral u otras deformaciones de modo que su comportamiento no impida el funcionamiento de la instalación inmediatamente después de cualquiera de los eventos de riesgo ambiental a nivel de diseño especificados en esta norma. Los sistemas no estructurales designados y su unión a la estructura deben diseñarse con suficiente resistencia y rigidez de modo que su comportamiento no impida su funcionamiento inmediatamente después de cualquiera de los eventos de riesgo ambiental a nivel de diseño especificados en esta norma. Los componentes de los sistemas no estructurales designados deben estar diseñados, calificados,

Las disposiciones de la Sección1.3.1.1y Sección1.3.1.2en esta norma se considera que cumplen con los requisitos de esta sección.

1.3.4 Fuerzas y efectos de autoesfuerzo.Se deben hacer provisiones para las fuerzas de autoesfuerzo anticipadas y los efectos que surjan de los asentamientos diferenciales de los cimientos y de los cambios dimensionales restringidos causados por la temperatura, la humedad, la contracción, la fluencia y efectos similares.

1.3.5 Análisis.Los efectos de las cargas sobre elementos estructurales individuales se determinarán mediante métodos de análisis estructural que tengan en cuenta el equilibrio, la estabilidad general, la compatibilidad geométrica y las propiedades de los materiales tanto a corto como a largo plazo. Los miembros que tiendan a acumular deformaciones residuales bajo cargas de servicio repetidas deberán haber incluido en su análisis las excentricidades adicionales que se espera que ocurran durante su vida útil.

1.3.6 Contrarrestar acciones estructurales.Todos los elementos y sistemas estructurales, y todos los componentes y revestimientos de un edificio u otra estructura, deben diseñarse para resistir las fuerzas causadas por terremotos y vientos, teniendo en cuenta el vuelco, el deslizamiento y el levantamiento, y se deben proporcionar trayectorias de carga continuas para transmitir estas fuerzas. fuerzas a la fundación. Cuando se utilice el deslizamiento para aislar los elementos, los efectos del rozamiento entre los elementos deslizantes se incluirán como fuerza. Cuando toda o una parte de la resistencia a estas fuerzas sea proporcionada por una carga muerta, la carga muerta debe tomarse como la carga muerta mínima probable que esté presente durante el evento que causa las fuerzas consideradas. Se deben tener en cuenta los efectos de las deflexiones verticales y horizontales resultantes de dichas fuerzas.

1.3.7 Resistencia al fuego.La resistencia estructural al fuego se debe proporcionar de acuerdo con los requisitos especificados en el código de construcción aplicable. Como alternativa, se permiten los procedimientos de diseño basados en el rendimiento del Apéndice E, cuando estén aprobados.

## 1.4 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL GENERAL

Todas las estructuras deben estar provistas de una trayectoria de carga continua de acuerdo con los requisitos de la Sección1.4.1y tendrá

un sistema completo resistente a fuerzas laterales con resistencia adecuada para resistir las fuerzas indicadas en la Sección 1.4.2. Todos los miembros del sistema estructural deben estar conectados a sus miembros de soporte de acuerdo con la Sección 1.4.3. Los muros estructurales deben estar anclados a diafragmas y soportes de acuerdo con la Sección 1.4.4. Se tomarán como carga teórica los efectos sobre la estructura y sus componentes causados por los esfuerzos previstos en este apartado. NORTE, y combinado con los efectos de otras cargas de acuerdo con las combinaciones de carga de la Sección 2.6. Cuando la resistencia del material depende de la duración de la carga, se permite que las cargas teóricas tengan una duración de 10 minutos. Se considerará que las estructuras diseñadas de conformidad con los requisitos de esta norma para las categorías de diseño sísmico B, C, D, E o F cumplen con los requisitos de las Secciones 1.4.2, 1.4.3, y 1.4.4.

1.4.1 Conexiones de ruta de carga. Todas las partes de la estructura entre las juntas de separación deben estar interconectadas para formar un camino continuo hacia el sistema resistente a las fuerzas laterales, y las conexiones deben ser capaces de transmitir las fuerzas laterales inducidas por las partes que se conectan. Cualquier porción más pequeña de la estructura deberá estar unida al resto de la estructura con elementos que tengan la fuerza para resistir una fuerza de no menos del 5% del peso de la porción.

1.4.2 Fuerzas laterales. Cada estructura deberá ser analizada por los efectos de las fuerzas laterales estáticas aplicadas independientemente en cada una de las dos direcciones ortogonales. En cada dirección, las fuerzas laterales estáticas en todos los niveles se aplicarán simultáneamente. Para fines de análisis, la fuerza en cada nivel se determinará utilizando la ecuación. (1.4-1):

$$F_x = 0.01W_x \quad (1.4-1)$$

donde

$F_x$ =la fuerza lateral de diseño aplicada en el piso X, y  $W_x$ =la parte de la carga muerta total de la estructura,D, situado o asignado al nivel X.

Se considerará que las estructuras diseñadas explícitamente para la estabilidad, incluidos los efectos de segundo orden, cumplen con los requisitos de esta sección.

1.4.3 Conexión a Soportes. Cada viga, jácena o armadura debe tener una conexión positiva para resistir una fuerza horizontal que actúe paralelamente al miembro, ya sea directamente a sus elementos de soporte o a las losas diseñadas para actuar como diafragmas. Cuando la conexión sea a través de un diafragma, el elemento de soporte del miembro también deberá estar conectado al diafragma. La conexión deberá tener la resistencia para resistir una fuerza del 5% de la carga muerta no mayorada más la reacción de carga viva impuesta por el elemento soportado sobre el elemento de apoyo.

1.4.4 Anclaje de Muros Estructurales. Los muros que brinden soporte de carga vertical o resistencia al corte lateral para una parte de la estructura deben estar anclados al techo y a todos los pisos y miembros que brinden soporte lateral al muro o que estén soportados por el muro. El anclaje deberá proporcionar una conexión directa entre las paredes y la construcción del techo o piso. Las conexiones deben ser capaces de resistir una fuerza horizontal de nivel de resistencia perpendicular al plano de la pared igual a 0,2 veces el peso de la pared tributaria a la conexión, pero no menos de 5 psf (0,24 kN/metro<sup>2</sup>).

1.4.5 Cargas y Eventos Extraordinarios. Cuando se considere, el diseño para resistencia a cargas y eventos extraordinarios debe estar de acuerdo con los procedimientos de la Sección 2.5.

## 1.5 CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

1.5.1 Categorización de Riesgos. Los edificios y otras estructuras se clasificarán con base en el riesgo para la vida humana, la salud y el bienestar asociado con su daño o falla por la naturaleza de su ocupación o uso, de acuerdo con la Tabla 1.5-1 con el fin de aplicar las disposiciones sobre inundaciones, vientos, nieve, terremotos y hielo. Cada edificio u otra estructura se asignará a la categoría o categorías de riesgo aplicables más altas. Las cargas mínimas de diseño para estructuras deben incorporar los factores de importancia aplicables que se dan en la Tabla 1.5-2, según lo requerido por otras secciones de esta norma. Se permitirá la asignación de un edificio u otra estructura a múltiples categorías de riesgo según el tipo de condición de carga que se evalúa (p. ej., nieve o sísmico).

Cuando el código de construcción u otra norma a la que se hace referencia especifica una categoría de ocupación, la categoría de riesgo no debe tomarse como inferior a la categoría de ocupación especificada en el mismo.

Tabla 1.5-1 Categoría de Riesgo de Edificios y Otras Estructuras para Cargas de inundación, viento, nieve, terremoto y hielo

Uso u Ocupación de Edificios y Estructuras	Categoría de riesgo
Edificios y otras estructuras que representan bajo riesgo para la vida humana en caso de falla	I
Todos los edificios y otras estructuras, excepto los enumerados en las categorías de riesgo I, III y IV	II
Edificios y otras estructuras, cuya falla podría representar un riesgo sustancial para la vida humana	tercer
Edificios y otras estructuras, no incluidos en la categoría de riesgo IV, con potencial para causar un impacto económico sustancial y/o una interrupción masiva de la vida civil cotidiana en caso de falla	IV
Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de riesgo IV (incluidas, entre otras, las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, usan o eliminan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, desechos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias tóxicas, o sustancias explosivas donde la cantidad del material excede una cantidad límite establecida por la Autoridad competente y es suficiente para representar una amenaza para el público si se libera <sup>a</sup>	IV
Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales	IV
Edificios y otras estructuras, cuya falla podría representar un peligro sustancial para la comunidad	IV
Edificios y otras estructuras (incluidas, entre otras, las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, usan o eliminan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos o desechos peligrosos) que contienen cantidades suficientes de sustancias altamente tóxicas donde la cantidad del material excede una cantidad límite establecida por la autoridad competente y es suficiente para representar una amenaza para el público si se libera <sup>a</sup>	IV
Edificios y otras estructuras requeridas para mantener la funcionalidad de otras estructuras de Categoría de Riesgo IV	IV

<sup>a</sup>Los edificios y otras estructuras que contengan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas serán elegibles para la clasificación en una categoría de riesgo más baja si se puede demostrar a satisfacción de la autoridad competente mediante una evaluación de peligros como se describe en la Sección 1.5.3 que una liberación de las sustancias es proporcional al riesgo asociado con esa categoría de riesgo.

Tabla 1.5-2 Factores de Importancia por Categoría de Riesgo de Edificios y Otras estructuras para cargas de nieve, hielo y terremotos

Riesgo Categoría de Mesa 1.5-1	Nieve Importancia Factor, $I_s$	Importancia del hielo Factor-Espesor, $I_h$	Importancia del hielo Factor—Viento, $I_w$	Sísmico Importancia Factor, $I_{mi}$
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
tercer	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Nota: El factor de importancia del componente,  $I_{ags}$ , aplicable a las cargas sísmicas, no se incluye en esta tabla porque depende de la importancia del componente individual más que de la del edificio en su conjunto o de su ocupación. Consulte la Sección 13.1.3.

**1.5.2 Categorías de riesgos múltiples.** Cuando los edificios u otras estructuras se dividen en partes con sistemas estructurales independientes, se permitirá que la clasificación de cada parte se determine de forma independiente. Cuando los sistemas del edificio, como la salida requerida, HVAC o energía eléctrica, para una parte con una categoría de riesgo más alta pasen o dependan de otras partes del edificio u otra estructura que tenga una categoría de riesgo más baja, esas partes se asignarán a la categoría de riesgo más alta. Categoría de riesgo.

**1.5.3 Sustancias Tóxicas, Altamente Tóxicas y Explosivas.** Se permite que los edificios y otras estructuras que contengan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas se clasifiquen como estructuras de categoría de riesgo II si se puede demostrar a satisfacción de la autoridad competente mediante una evaluación de peligros como parte de un plan general de gestión de riesgos (RMP). ) que una liberación de sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas no es suficiente para representar una amenaza para el público.

Para calificar para esta clasificación reducida, el propietario u operador de los edificios u otras estructuras que contengan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas deberá tener un RMP que incorpore tres elementos como mínimo: una evaluación de riesgos, un programa de prevención y un programa de emergencia. plan de respuesta

Como mínimo, la evaluación de peligros deberá incluir la preparación y el informe de los peores escenarios de liberación para cada estructura bajo consideración, mostrando el efecto potencial en el público para cada uno. Como mínimo, el peor de los casos deberá incluir la falla total, por ejemplo, la liberación instantánea de todo el contenido de un recipiente, sistema de tuberías u otra estructura de almacenamiento. Un evento en el peor de los casos incluye, pero no se limita a, una liberación durante el viento de diseño o el evento sísmico de diseño. En esta evaluación, la evaluación de la eficacia de las medidas subsiguientes para la mitigación de accidentes se basará en la suposición de que se ha producido la falla completa de la estructura de almacenamiento principal. El impacto fuera del sitio se definirá en términos de población dentro del área potencialmente afectada. Para optar a la clasificación reducida,

Como mínimo, el programa de prevención consistirá en los elementos integrales de la gestión de seguridad de procesos, que se basa en la prevención de accidentes mediante la aplicación de controles de gestión en las áreas clave de diseño, construcción, operación y mantenimiento. Contención secundaria de las sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas; incluyendo, pero no limitado a, tanque de doble pared, dique de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios para contener una liberación de sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas dentro de los límites de la propiedad de la instalación y evitar la liberación de sustancias nocivas cantidades de contaminantes en el aire, el suelo, las aguas subterráneas o las aguas superficiales; se permite su uso para mitigar el riesgo de liberación. Cuando se proporcione contención secundaria, debe estar diseñado para todas las cargas ambientales y no es elegible para esta clasificación reducida. En regiones propensas a huracanes, se permite el uso de prácticas y procedimientos obligatorios que disminuyan efectivamente los efectos del viento en elementos estructurales críticos o que, alternativamente, protejan contra emisiones dañinas durante y después de los huracanes para mitigar el riesgo de liberación.

Como mínimo, el plan de respuesta a emergencias deberá abordar la notificación pública, el tratamiento médico de emergencia para la exposición accidental de humanos y los procedimientos para la respuesta de emergencia a escapes que tengan consecuencias más allá de los límites de la propiedad de la instalación. El plan de respuesta a emergencias deberá abordar la posibilidad de que los recursos para la respuesta se vean comprometidos por el evento que ha causado la emergencia.

## 1.6 ADICIONES Y ALTERACIONES A ESTRUCTURAS EXISTENTES

Cuando un edificio existente u otra estructura se amplíe o se altere de otro modo, los miembros estructurales afectados se reforzarán si es necesario para que las cargas mayoradas definidas en este documento se soporten sin exceder la resistencia de diseño especificada para los materiales de construcción. Cuando se usa el diseño de tensión permisible, se requiere refuerzo cuando las tensiones causadas por las cargas nominales exceden las tensiones permisibles especificadas para los materiales de construcción.

## 1.7 PRUEBAS DE CARGA

Se debe realizar una prueba de carga de cualquier construcción cuando lo requiera la autoridad competente siempre que haya motivos para cuestionar su seguridad para el uso previsto.

## 1.8 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Esta sección enumera los estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo.

Estándares de OSHA para la Industria General, 29 CFR (Código de Regulaciones Federales) Parte 1910.1200. Apéndice A, con enmiendas del 1 de febrero de 2000, Departamento de Trabajo de EE. UU., Administración de Salud y Seguridad Ocupacional, 2005.

Citado en: Sección 1.2

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPITULO 2

### COMBINACIONES DE CARGAS

#### 2.1 GENERALIDADES

Los edificios y otras estructuras se diseñarán utilizando las disposiciones de cualquiera de las Secciones 2.3 o 2.4. Cuando los elementos de una estructura estén diseñados por un estándar o especificación de material en particular, deberán estar diseñados exclusivamente por cualquiera de las Secciones 2.3 o 2.4.

#### 2.2 SÍMBOLOS

A<sub>e</sub>=carga o efecto de carga que surge de un evento extraordinario

D<sub>a</sub>=peso muerto

D<sub>i</sub>=peso de hielo mío

S=carga sísmica

F=carga causada por fluidos con presiones bien definidas y alturas máximas

F<sub>a</sub>=f carga excesiva

H=carga debido a la presión lateral de la tierra, la presión del agua subterránea, o presión de materiales a granel

L=carga viva

L<sub>r</sub>=carga viva del techo

norte=carga nocional para la integridad estructural, Sección 1.4 R

=carga de lluvia

S=carga de nieve

T=efecto acumulativo de las fuerzas de autoesfuerzo y los efectos que surgen de la contracción o expansión que resulta de los cambios de temperatura ambientales u operativas, la contracción, los cambios de humedad, la fluencia en los materiales de los componentes, el movimiento causado por el asentamiento diferencial o combinaciones de los mismos

W=carga de viento

W<sub>i</sub>=viento sobre hielo determinado de conformidad con el Capítulo 10

#### 2.3 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE RESISTENCIA

2.3.1 Combinaciones Básicas. Las estructuras, los componentes y los cimientos deben diseñarse de modo que su resistencia de diseño sea igual o exceda los efectos de las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones. Se considerarán los efectos de una o más cargas que no actúen. Los efectos de carga sísmica deben ser cargas combinadas de acuerdo con la Sección 2.3.6. No es necesario considerar que las cargas de viento y sísmicas actúen simultáneamente. Consulte las Secciones 1.4, 2.3.6, 12.4 y 12.14.3 para la definición específica del efecto de la carga sísmica MI. Cada estado límite de resistencia relevante debe ser investigado.

##### 1.1.4D

2.1.2D<sub>a</sub>b1.6L<sub>r</sub>b0.5(L<sub>r</sub>SoR)

3.1.2D<sub>a</sub>b1.6(L<sub>r</sub>SoR)b(Lo 0.5W)

4.1.2D<sub>a</sub>b1.0W<sub>i</sub>bL<sub>r</sub>b0.5(L<sub>r</sub>SoR)

5. 0.9D<sub>a</sub>b1.0W

#### EXCEPCIONES:

1. El factor de carga en las combinaciones 3 y 4 se permite que sea igual a 0.5 para todas las ocupaciones en las que en el capítulo 4, Tabla 4.3-1, es menor o igual a 100 libras por pie cuadrado (4,78 kN/m<sup>2</sup>), con la excepción de garajes o áreas ocupadas como lugares de reunión pública.

2. En las combinaciones 2 y 4 la carga del acompañante se tomará como la carga de nieve del techo plano (pags) o la carga de nieve del techo inclinado (pags).

Donde carga el fluido esté presente, se incluirán con el mismo factor de carga que la carga muerta en las combinaciones 1 a 4. Donde las cargas estén presentes, se incluirán de la siguiente manera:

1. donde el efecto de H se suma al efecto de carga principal, incluyendo H con un factor de carga de 1,6;
2. donde el efecto de H resiste el efecto de la carga principal, incluyendo H con un factor de carga de 0,9 donde la carga es permanente o un factor de carga de 0 para todas las demás condiciones.

Se investigarán los efectos de una o más cargas que no actúen. Se investigarán, en su caso, los efectos más desfavorables de las cargas de viento, pero no será necesario considerar que actúen simultáneamente con las cargas sísmicas.

Cada estado límite de resistencia relevante debe ser investigado.

2.3.2 Combinaciones de carga, incluida la carga de inundación. Cuando una estructura está ubicada en una zona de inundación (Sección 5.3.1), se deben considerar las siguientes combinaciones de carga además de las combinaciones básicas en la Sección 2.3.1:

1. En Zonas V o Zonas costeras A, 1.0W en las combinaciones 4 y 5 se sustituye por 1.0Wb2.0F<sub>a</sub>.
2. En zonas A no costeras, 1.0W en las combinaciones 4 y 5 se sustituye por 0.5Wb1.0F<sub>a</sub>

2.3.3 Combinaciones de carga, incluidas las cargas de hielo atmosférico. Cuando una estructura está sujeta a cargas de hielo atmosférico y de viento sobre hielo, se deben considerar las siguientes combinaciones de carga:

1. 0.5(L<sub>r</sub>SoR) en la combinación 2 se sustituirá por 0.2D<sub>a</sub>b0.5S.
2. 1.0Wb0.5(L<sub>r</sub>SoR) en la combinación 4 se sustituye por D<sub>a</sub>bW<sub>i</sub>b0.5S.
3. 1.0W en la combinación 5 se sustituye por D<sub>a</sub>bW<sub>i</sub>.
4. 1.0WbL<sub>r</sub>b0.5(L<sub>r</sub>SoR) en la combinación 4 se sustituye por D<sub>a</sub>b.

2.3.4 Combinaciones de carga que incluyen fuerzas y efectos de autoesfuerzo. Donde los efectos estructurales de T se espera que

afectar adversamente la seguridad estructural o el desempeño, se considerará en combinación con otras cargas. El factor de carga en Tse establecerá considerando la incertidumbre asociada a la magnitud probable de los esfuerzos y efectos estructurales, la probabilidad de que el efecto máximo de Tocurrirá simultáneamente con otras cargas aplicadas, y las posibles consecuencias adversas si el efecto de Tes mayor de lo supuesto. El factor de carga en Tno tendrá un valor inferior a 1,0.

2.3.5 Combinaciones de carga para cargas no especificadas. Cuando lo apruebe la autoridad competente, el profesional de diseño registrado puede determinar el efecto de la carga combinada para el diseño de resistencia utilizando un método que sea consistente con el método en el que se cumplen los requisitos de combinación de carga de la Sección 2.3.1 se basan. Dicho método debe basarse en la probabilidad y debe ir acompañado de documentación sobre el análisis y la recopilación de datos de respaldo que sean aceptables para la Autoridad competente.

2.3.6 Combinaciones Básicas con Efectos de Carga Sísmica. Cuando una estructura está sujeta a efectos de carga sísmica, se deben considerar las siguientes combinaciones de carga además de las combinaciones básicas en la Sección 2.3.1. Se investigarán, en su caso, los efectos más desfavorables de las cargas sísmicas, pero no será necesario considerar que actúen simultáneamente con las cargas de viento.

Cuando el efecto de carga sísmica prescrito,  $m_i = f_{Dmiv} m_{ihP}$  (definida en la Sección 12.4.2 o 12.14.3.1) se combina con los efectos de otras cargas, se deben usar las siguientes combinaciones de carga sísmica:

$$6.1.2 D\beta m_iv\beta m_i hP Lb0.2S$$

$$7. 0.9re - m_iv\beta m_i hP$$

Donde el efecto de la carga sísmica con sobrerresistencia,  $m_i m_{metro} = f_{Dmiv} m_{ihP}$ , definida en la Sección 12.4.3, se combina con los efectos de otras cargas, se debe usar la siguiente combinación de carga sísmica para estructuras:

$$6.1.2 D\beta m_iv\beta m_i hP Lb0.2S$$

$$7. 0.9re - m_iv\beta m_i hP$$

#### EXCEPCIÓN:

1. El factor de carga en Len combinaciones 6 se permite que sea igual a 0.5 para todas las ocupaciones en las queLo en el capítulo 4, Tabla 4.3-1, es menor o igual a 100 libras por pie cuadrado (4,78 kN/m<sup>2</sup>), con la excepción de garajes o áreas ocupadas como lugares de reunión pública.
2. En las combinaciones 6, la carga del acompañanteSse tomará como la carga de nieve del techo plano (pagsr) o la carga de nieve del techo inclinado (pags).

Donde carga el fluidoFestán presentes, se incluirán con el mismo factor de carga que la carga muertaDen las combinaciones 6 y 7.

donde cargasHestán presentes, se incluirán de la siguiente manera:

1. Cuando el efecto de Hse suma al efecto primario de carga variable, incluyenHcon un factor de carga de 1,6;
2. Cuando el efecto de Hresiste el efecto de carga variable principal, incluyenH con un factor de carga de 0,9 donde la carga es permanente o un factor de carga de 0 para todas las demás condiciones.

#### 2.4 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL DISEÑO DE TENSIONES ADMISIBLES

2.4.1 Combinaciones Básicas. Se considerará que las cargas enumeradas aquí actúan en las siguientes combinaciones; se considerará el que produzca el efecto más desfavorable en la edificación, cimentación o elemento estructural. Se considerarán los efectos de una o más cargas que no actúen. Los efectos de la carga sísmica deben ser

combinado con otras cargas de acuerdo con la Sección 2.4.5. No es necesario considerar que las cargas de viento y sísmicas actúen simultáneamente. Consulte las Secciones 1.4, 2.4.5, 12.4 y 12.14.3 para la definición específica del efecto de la carga sísmicaMI.

Los aumentos en el esfuerzo admisible no deben usarse con las cargas o combinaciones de carga dadas en esta norma a menos que se pueda demostrar que tal aumento está justificado por el comportamiento estructural causado por la velocidad o la duración de la carga.

- 1.D
- 2.D $\beta$ L
- 3.D $\beta$  (LroSoR)
- 4.D $\beta$ 0.75L $\beta$ 0.75(LroSoR)
- 5.D $\beta$  0.6W $\beta$
- 6.D $\beta$ 0.75L $\beta$ 0.75D0.6W $\beta$ 0.75(LroSoR)
7. 0.6D $\beta$ 0.6W

#### EXCEPCIONES:

1. En las combinaciones 4 y 6, la carga del acompañanteSse tomará como la carga de nieve del techo plano (pagsr) o la carga de nieve del techo inclinado (pags).
2. Para estructuras que no son de edificación en las que la carga de viento se determina a partir de coeficientes de fuerza, Cr, identificado en las Figs. 29.4-1, 29.4-2 y 29.4-3 y el área proyectada que contribuye con la fuerza del viento a un elemento de cimentación excede los 1000 pies cuadrados (93 m<sup>2</sup>) en un plano vertical u horizontal, se permitirá reemplazar Wcon 0.9Wen combinación 7 para el diseño de la cimentación, excluyendo el anclaje de la estructura a la cimentación.

Donde carga el fluidoFestán presentes, se incluirán en las combinaciones 1 a 6 con el mismo factor que el utilizado para la carga muertaD.

donde cargasHestán presentes, se incluirán de la siguiente manera:

1. donde el efecto de Hse suma al efecto de carga principal, incluyenHcon un factor de carga de 1,0;
2. donde el efecto de Hresiste el efecto de la carga principal, incluyenH con un factor de carga de 0,6 donde la carga es permanente o un factor de carga de 0 para todas las demás condiciones.

Se considerarán, cuando corresponda, los efectos más desfavorables de las cargas tanto de viento como de sismo, pero no es necesario suponer que actúan simultáneamente. Consulte las Secciones 1.4, 2.4.5, 12.4 y 12.14.3 para la definición específica del efecto de la carga sísmicaMI.

Los aumentos en el esfuerzo admisible no deben usarse con las cargas o combinaciones de carga dadas en esta norma a menos que se pueda demostrar que tal aumento está justificado por el comportamiento estructural causado por la velocidad o la duración de la carga.

2.4.2 Combinaciones de carga, incluida la carga de inundación. Cuando una estructura está ubicada en una zona de inundación, se deben considerar las siguientes combinaciones de carga además de las combinaciones básicas en la Sección 2.4.1:

1. En Zonas V o Zonas costeras A (Sección 5.3.1), 1.5F<sub>ase</sub> sumarán a otras cargas en las combinaciones 5, 6 y 7, y mi se igualará a cero en las combinaciones 5 y 6.
2. En zonas A no costeras, 0,75F<sub>ase</sub> sumarán a las combinaciones 5, 6 y 7, y m<sub>i</sub> se igualará a cero en las combinaciones 5 y 6.

2.4.3 Combinaciones de carga, incluidas las cargas de hielo atmosférico. Cuando una estructura está sujeta a cargas de hielo atmosférico y de viento sobre hielo, se deben considerar las siguientes combinaciones de carga:

1. 0.7D<sub>ise</sub> añadirá a la combinación 2.

2. (L-oSoR)en la combinación 3 se sustituye por  $0,7D_{10} - 0,7W_{10}pS$ .
3.  $0,6W_{10}$ en combinación 7 será reemplazado por  $0,7D_{10}p0,7W_{10}$ .
4.  $0,7D_{10}$ se añadirá a la combinación 1.

**2.4.4 Combinaciones de carga que incluyen fuerzas y efectos de autoesfuerzo.**Donde los efectos estructurales deTse espera que afecten adversamente la seguridad estructural o el desempeño,Tse considerará en combinación con otras cargas. Donde el máximo efecto de cargaTes improbable que ocurra simultáneamente con los efectos máximos de otras cargas variables, se permitirá reducir la magnitud deT considerado en combinación con estas otras cargas. la fracción deT considerado en combinación con otras cargas no será inferior a 0,75.

**2.4.5 Combinaciones Básicas con Efectos de Carga Sísmica.**Cuando una estructura está sujeta a efectos de carga sísmica, se deben considerar las siguientes combinaciones de carga además de las combinaciones básicas y las Excepciones asociadas en la Sección**2.4.1**.

Cuando el efecto de carga sísmica prescrito, $m_i = fDm_i; m_{imh} = fDm_{imh}$  (definido en la Sección 12.4.2) se combina con los efectos de otras cargas, se deben usar las siguientes combinaciones de carga sísmica:

$$\begin{aligned} &8. \quad 1.0D_{10}p0.7m_{imh}p0.7m_{ih} \\ &9.1.0D_{10}p0.525m_{imh}p0.525m_{ih}p0.75L_{10}p0.75S \\ &10. \quad 0.6re-0.7m_{imh}p0.7m_{ih} \end{aligned}$$

Donde el efecto de la carga sísmica con sobreresistencia,  $m_{imh} = fDm_{imh}$ , definida en la Sección 12.4.3, se combina con los efectos de otras cargas, se debe usar la siguiente combinación de carga sísmica para estructuras no sujetas a inundaciones o cargas de hielo atmosférico:

$$\begin{aligned} &8. \quad 1.0D_{10}p0.7m_{imh}p0.7m_{ih} \\ &9.1.0D_{10}p0.525m_{imh}p0.525m_{ih}p0.75L_{10}p0.75S \\ &10. \quad 0.6re-0.7m_{imh}p0.7m_{ih} \end{aligned}$$

Cuando se utilizan metodologías de diseño de tensión admisible con el efecto de carga sísmica definido en la Sección 12.4.3 y se aplican en las combinaciones de carga 8, 9 o 10, se permite determinar las tensiones admisibles utilizando un factor de aumento de tensión admisible de 1,2. Este aumento no debe combinarse con aumentos en las tensiones admisibles o reducciones de combinación de carga permitidas por esta norma o el documento de referencia del material, excepto por aumentos causados por factores de ajuste de acuerdo con AWC NDS.

## EXCEPCIONES:

1. En las combinaciones 9, la carga del acompañanteSse tomará como la carga de nieve del techo plano (pagsr) o la carga de nieve del techo inclinado (pags).
2. Se permitirá reemplazar  $0,6D_{10}$ con  $0,9D_{10}$ en combinación 10 para el diseño de muros de cortante de mampostería reforzada especial donde los muros cumplan con el requisito de la Sección 14.4.2.

Donde carga el fluidoFestán presentes, se incluirán en las combinaciones 8, 9 y 10 con el mismo factor que el utilizado para la carga muertaD.

donde cargasHestán presentes, se incluirán de la siguiente manera:

1. donde el efecto deHse suma al efecto primario de carga variable, incluyeHcon un factor de carga de 1,0;
2. donde el efecto deHresiste el efecto de carga variable principal, incluyenH con un factor de carga de 0,6 donde la carga es permanente o un factor de carga de 0 para todas las demás condiciones.

## 2.5 COMBINACIONES DE CARGA PARA EVENTOS EXTRAORDINARIOS

**2.5.1 Aplicabilidad.**Cuando lo exija el propietario o el código aplicable, se verificará la resistencia y la estabilidad para garantizar que las estructuras sean capaces de soportar los efectos de eventos extraordinarios (es decir, de baja probabilidad), como incendios, explosiones e impacto vehicular sin un colapso desproporcionado.

### 2.5.2 Combinaciones de carga.

**2.5.2.1 Capacidad.**Para la comprobación de la capacidad de una estructura o elemento estructural para resistir el efecto de un evento extraordinario, se considerará la siguiente combinación de cargas gravitatorias:

$$D_{10}, 0.9 \text{ o } 1.2D_{10}pA_kp0.5L_{10}p0.2S \quad (2.5-1)$$

en el cual $A_k$ =la carga o efecto de carga resultante de un evento extraordinarioUN.

**2.5.2.2 Capacidad Residual.**Para verificar la capacidad de carga residual de una estructura o elemento estructural luego de que ocurra un evento dañino, los elementos de carga seleccionados identificados por el profesional de diseño registrado deben ser removidos teóricamente, y la capacidad de la estructura dañada debe ser evaluada usando la siguiente gravedad combinación de carga:

$$D_{10}, 0.9 \text{ o } 1.2D_{10}p0.5L_{10}p0.2DL_{roSoR}p \quad (2.5-2)$$

**2.5.3 Requisitos de Estabilidad.**Se proporcionará estabilidad a la estructura en su conjunto y a cada uno de sus elementos. Se permite cualquier método que considere la influencia de los efectos de segundo orden.

## 2.6 COMBINACIONES DE CARGA PARA CARGAS DE INTEGRIDAD ESTRUCTURAL GENERAL

Las cargas teóricas,NORTE,especificadas en la Sección 1.4 para la integridad estructural se combinarán con otras cargas de acuerdo con la Sección**2.6.1**para diseño de resistencia y sección**2.6.2**para el diseño de esfuerzos permisibles.

### 2.6.1 Combinaciones de carga nocial de diseño de resistencia.

- 1.1. $2D_{10}p1.0norte pL_{10}p0.2S$
2.  $0.9D_{10}p1.0norte$

### 2.6.2 Combinaciones de carga nocial de diseño de esfuerzos permisibles.

1. $D_{10}p0.7norte$
2. $D_{10}p0.75D_{10}p0.7norte p0.75L_{10}p0.75(L_{roSoR})$
3.  $0.6D_{10}p0.7norte$

## 2.7 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Esta sección enumera los estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo.

ANSI/AISC 300,Especificación para edificios de acero estructural, Instituto Americano de Construcción en Acero, 2016.

Citado en:Sección**2.3.5**

AWC NDS 12,Especificación Nacional de Diseño para la Construcción en Madera, Incluyendo Suplementos,Consejo Americano de la Madera, 2012.

Citado en:Sección**2.4.5**

AWC NDS 15,Especificación Nacional de Diseño para la Construcción en Madera, Incluyendo Suplementos,Consejo Americano de la Madera, 2014.

Citado en:Sección**2.4.5**

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO 3

### CARGAS MUERTAS, CARGAS DEL SUELO Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA

#### 3.1 CARGAS MUERTAS

**3.1.1 Definición.** Las cargas muertas consisten en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio, incluidos, entre otros, paredes, pisos, techos, cielos rasos, escaleras, particiones empotradas, acabados, revestimientos y otros elementos arquitectónicos y estructurales incorporados de manera similar y equipo de servicio fijo, incluido el peso de grúas y sistemas de manejo de materiales.

**3.1.2 Pesos de Materiales y Construcciones.** Para determinar las cargas muertas con fines de diseño, se utilizarán los pesos reales de los materiales y construcciones, siempre que, en ausencia de información definitiva, se utilicen los valores aprobados por la Autoridad competente.

**3.1.3 Peso de los Equipos de Servicio Fijo.** Al determinar las cargas muertas para fines de diseño, se debe incluir el peso del equipo de servicio fijo, incluido el peso máximo del contenido del equipo de servicio fijo. Los componentes del equipo de servicio fijo que son variables, tales como contenido líquido y bandejas móviles, no deben usarse para contrarrestar las fuerzas que causan

condiciones de vuelco, deslizamiento y levantamiento de acuerdo con la Sección 1.3.6.

#### EXCEPCIONES:

1. Cuando los efectos de fuerza sean el resultado de la presencia de los componentes variables, se permite que los componentes se utilicen para contrarrestar esos efectos de carga. En tales casos, la estructura se diseñará para efectos de fuerza con los componentes variables presentes y con ellos ausentes.
2. Para el cálculo de los efectos de la fuerza sísmica, los componentes del equipo de servicio fijo que son variables, tales como contenidos líquidos y bandejas móviles, no necesitan exceder los esperados durante la operación normal.

**3.1.4 Cubiertas Vegetales y Ajardinadas.** El peso de todos los materiales de paisajismo y paisajismo se considerará como carga muerta. El peso se calculará considerando tanto el suelo completamente saturado y los materiales de la capa de drenaje como el suelo completamente seco y los materiales de la capa de drenaje para determinar los efectos de carga más severos en la estructura.

Tabla 3.2-1 Carga de suelo lateral de diseño

Descripción del material de relleno	Clasificación Unificada de Suelos	Carga de suelo lateral de diseño <sup>a</sup> psf por pie de profundidad (kN/metro <sup>2</sup> por metro de profundidad)
Gravas limpias y bien graduadas, mezclas de grava y arena Gravas limpias y mal graduadas, mezclas de grava y arena Gravas limosas, mezclas de grava y arena mal graduadas Gravas arcillosas, mezclas de grava y arcilla mal graduadas Arenas limpias y bien graduadas; mezclas de grava y arena Arenas limpias, mezclas de arena y grava mal graduadas Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas Mezcla de arena y limo y arcilla con finos plásticos	GW máximo de cabecera GM CG sudeste SP SM SM-SC	35 (5,50)b 35 (5,50)b 35 (5,50)b 45 (7,07)b 35 (5,50)b 35 (5,50)b 45 (7,07)b 85 (13,35)c
Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla mal graduadas Limos inorgánicos y limos arcillosos Mezcla de limo inorgánico y arcilla Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media Limos orgánicos y limo-arcillas de baja plasticidad Limos arcillosos inorgánicos, limos elásticos	ML ML-CL CL OL mh CH OH	85 (13,35)c 85 (13,35)c 85 (13,35)c 100 (15,71) D D D D
Arcillas inorgánicas de alta plasticidad Arcillas orgánicas y arcillas limosas		

<sup>a</sup>Las cargas laterales de diseño del suelo se dan para condiciones de humedad para los suelos especificados en sus densidades óptimas. Prevalecerán las condiciones reales de campo. Las presiones del suelo sumergido o saturado incluirán el peso del suelo flotante más las cargas hidrostáticas.

<sup>b</sup>Para muros relativamente rígidos, como cuando están arriostrados por pisos, la carga lateral de diseño del suelo debe incrementarse para suelos tipo arena y grava a 60 libras por pie cuadrado (9,43 kN./metro<sup>2</sup>) por pie (metro) de profundidad. Las paredes del sótano que se extienden no más de 8 pies (2,44 m) por debajo del nivel del suelo y que soportan sistemas de piso ligero no se consideran paredes relativamente rígidas.

<sup>c</sup>Para muros relativamente rígidos, como cuando están arriostrados por pisos, la carga lateral de diseño debe incrementarse para suelos de tipo limo y arcilla a 100 libras por pie cuadrado (15,71 kN./metro<sup>2</sup>) por pie (metro) de profundidad. Las paredes del sótano que se extienden no más de 8 pies (2,44 m) por debajo del nivel del suelo y que soportan sistemas de piso ligero no se consideran paredes relativamente rígidas.

<sup>d</sup>Inadecuado como material de relleno.

**3.1.5 Paneles solares.** El peso de los paneles solares, su sistema de soporte y el lastre se considerará como carga muerta.

## **3.2 CARGAS DEL SUELO Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA**

**3.2.1 Presiones laterales.** Las estructuras por debajo del nivel del suelo deben diseñarse para resistir las cargas laterales del suelo del suelo adyacente. Si las cargas laterales del suelo no se dan en un informe geotécnico aprobado por la Autoridad competente, entonces las cargas laterales del suelo especificadas en la Tabla 3.2-1 se utilizarán como las cargas laterales mínimas de diseño del suelo. Cuando corresponda, la presión lateral de sobrecargas fijas o móviles se sumará a las cargas laterales del suelo. Cuando una parte o la totalidad del suelo adyacente se encuentra por debajo de una superficie de agua libre, los cálculos se basarán en el peso del suelo disminuido por la flotabilidad, más la presión hidrostática total.

La presión lateral se incrementará si hay suelos expansivos en el sitio, según lo determine una investigación geotécnica.

**3.2.2 Cargas de levantamiento en pisos y cimientos.** Los pisos de sótanos, losas sobre el terreno, cimientos y elementos similares aproximadamente horizontales por debajo del nivel del suelo deben diseñarse para resistir cargas de levantamiento cuando corresponda. La presión ascendente del agua debe tomarse como la presión hidrostática total aplicada sobre toda el área. La carga hidrostática se medirá desde la parte inferior de la construcción.

Los cimientos, losas sobre el suelo y otros componentes colocados sobre suelos expansivos deben estar diseñados para tolerar el movimiento o resistir las cargas hacia arriba causadas por los suelos expansivos, o el suelo expansivo debe ser removido o estabilizado alrededor y debajo de la estructura.

## **3.3 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA**

En este capítulo no se hace referencia a estándares de consenso ni a otros documentos que se consideren parte de este estándar.

## CAPÍTULO 4

### CARGAS VIVAS

#### 4.1 DEFINICIONES

Las siguientes definiciones se aplican a las disposiciones de este capítulo.

**ESCALERA FIJA:**Una escalera que está unida permanentemente a una estructura, edificio o equipo.

**SISTEMA DE BARRA DE APOYO:**Una barra y los anclajes y accesorios asociados al sistema estructural, para soportar el peso del cuerpo en lugares como inodoros, duchas y recintos de bañeras.

**SISTEMA DE BARANDILLAS:**Un sistema de componentes, incluidos anclajes y accesorios al sistema estructural, cerca de los lados abiertos de una superficie elevada con el fin de minimizar la posibilidad de que personas, equipos o materiales se caigan desde la superficie elevada.

**SISTEMA DE PASAMANOS:**Un riel agarrado con la mano para guía y soporte y anclajes y accesorios asociados al sistema estructural.

**HELIPUERTO:**Una superficie estructural que se utiliza para aterrizar, despegar, rodar y estacionar helicópteros.

**CARGA VIVA:**Una carga producida por el uso y ocupación del edificio u otra estructura que no incluye cargas ambientales o de construcción, como carga de viento, carga de nieve, carga de lluvia, carga sísmica, carga de inundación o carga muerta.

**CARGA VIVA DEL TECHO:**Una carga sobre un techo producida (1) durante el mantenimiento por parte de trabajadores, equipos y materiales, y (2) durante la vida útil de la estructura por objetos móviles, como jardineras u otros accesorios decorativos pequeños similares que no están relacionados con la ocupación. Una carga viva relacionada con la ocupación en un techo, como las áreas de reunión en la azotea, las cubiertas de la azotea y los techos con vegetación o jardines con áreas ocupables, se considera una carga viva en lugar de una carga viva del techo.

**CAJA DE PANTALLA:**Un edificio o parte del mismo, en su totalidad o en parte autosuficiente, que tiene paredes y un techo de protección solar o contra insectos utilizando fibra de vidrio, aluminio, plástico o material de red liviano similar, que encierra una ocupación o uso, como piscinas al aire libre, patios o cubiertas, e instalaciones de producción agrícola y hortícola.

**SISTEMA DE BARRERA PARA VEHÍCULOS:**Un sistema de componentes, incluidos los anclajes y las uniones al sistema estructural cerca de los lados abiertos o las paredes de los pisos o rampas del garaje, que actúa como restricción para los vehículos.

#### 4.2 CARGAS NO ESPECIFICADAS

Para ocupaciones o usos no designados en este capítulo, la carga viva se determinará de acuerdo con un método aprobado por la Autoridad competente.

#### 4.3 CARGAS VIVAS DISTRIBUIDAS UNIFORMEMENTE

**4.3.1 Cargas Vivas Requeridas.**Las cargas vivas utilizadas en el diseño de edificios y otras estructuras deben ser las cargas máximas esperadas por el uso u ocupación prevista, pero en ningún caso serán

menos que las cargas unitarias uniformemente distribuidas mínimas requeridas por la Tabla 4.3-1.

**4.3.2 Provisión para Particiones.**En los edificios de oficinas y en otros edificios donde la ubicación de las particiones esté sujeta a cambios, se deben hacer provisiones para el peso de las particiones, ya sea que las particiones se muestren o no en los planos. La carga de partición no debe ser inferior a 15 psf (0,72 kN/metro<sup>2</sup>).

**EXCEPCIÓN:**No se requiere una carga viva de partición cuando la carga viva mínima especificada es de 80 psf (3,83 kN/metro<sup>2</sup>) o mayor.

**4.3.3 Carga parcial.**La intensidad total de la carga viva apropiadamente reducida aplicada solo a una parte de una estructura o miembro se debe contabilizar si produce un efecto de carga más desfavorable que la misma intensidad aplicada sobre la estructura o miembro completo. Las cargas vivas del techo se distribuirán como se especifica en la Tabla 4.3-1.

#### 4.4 CARGAS VIVAS CONCENTRADAS

Los pisos, techos y otras superficies similares deben diseñarse para soportar las cargas vivas uniformemente distribuidas prescritas en la Sección 4.30 la carga concentrada, en libras o kilonewtons (kN), dada en la Tabla 4.3-1, cualquiera que produzca los mayores efectos de carga. A menos que se especifique lo contrario, se debe suponer que la concentración indicada se distribuye uniformemente sobre un área de 762 mm (2,5 pies) por 762 mm (2,5 pies) y se debe ubicar de modo que produzca los efectos de carga máximos en los miembros.

#### 4.5 CARGAS SOBRE BARANDILLAS, BARANDILLAS, BARRAS DE APOYO Y SISTEMAS DE BARRERA PARA VEHÍCULOS, Y SOBRE ESCALERAS FIJAS

**4.5.1 Sistemas de pasamanos y barandas.**Los sistemas de pasamanos y barandas deben estar diseñados para resistir una sola carga concentrada de 200 lb (0,89 kN) aplicada en cualquier dirección en cualquier punto del pasamanos o riel superior para producir el efecto de carga máxima en el elemento que se está considerando y para transferir esta carga a través de los apoyos a la estructura.

**4.5.1.1 Carga Uniforme.**Los sistemas de pasamanos y barandas también deben estar diseñados para resistir una carga de 50 lb/ft (libra-fuerza por pie lineal) (0,73 kN/m) aplicado en cualquier dirección a lo largo del pasamanos o riel superior y para transferir esta carga a través de los soportes a la estructura. No es necesario suponer que esta carga actúe simultáneamente con la carga concentrada especificada en la Sección 4.5.1.

**EXCEPCIONES:**No es necesario considerar la carga uniforme para las siguientes ocupaciones:

1. viviendas unifamiliares y bifamiliares, y
2. ocupaciones de fábrica, industriales y de almacenamiento en áreas que no son accesibles al público y que atienden a una carga de ocupantes no superior a 50.

Tabla 4.3-1 Cargas Vivas Mínimas Uniformemente Distribuidas,  $L_0$  y cargas vivas concentradas mínimas

Ocupación o Uso	Uniforme,Libras por pie cuadrado (kN/metro <sup>2</sup> )	Carga viva ¿Reducción permitida? (Seg. No.)	Múltiples pisos en vivo Reducción de carga ¿Permitido? (Seg. No.)	Concentrado libras (kN)	Ver también Sección
Apartamentos (Ver Residencial)					
Sistemas de piso de acceso					
Uso en oficina	50 (2,40)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	2.000 (8,90)	
uso de la computadora	100 (4,79)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	2.000 (8,90)	
Armerías y salas de perforación	150 (7.18)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Áreas de montaje					
Butacas fijas (fijadas al suelo)	60 (2,87)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Vestíbulos	100 (4,79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Asientos móviles	100 (4,79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Plataformas (montaje)	100 (4,79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Suelos de escenario	150 (7.18)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Revisión de stands, tribunas y graderío	100 (4,79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		4.14
Estadios y arenas con asientos fijos (fijado al suelo) Otras zonas de montaje	60 (2,87) 100 (4,79)	No (4.7.5) No (4.7.5)	No (4.7.5) No (4.7.5)		4.14
Balcones y terrazas	1,5 veces la carga viva para el área servida. No se requiere que exceda 100 psf (4,79 kN/metro <sup>2</sup> )	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)		
Pasarelas para acceso de mantenimiento Pasillos	40 (1,92)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	300 (1,33)	
Primer piso	100 (4,79)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)		
Otros suelos	Igual que la ocupación servida excepto como se indica				
Comedores y restaurantes	100 (4,79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Viviendas (Ver Residencial)					
Rejilla de la sala de máquinas del ascensor (en el área de 2 pulg. por 2 pulg. (50 mm por 50 mm)) Terminar la construcción de placa de piso ligero (en área de 1 pulg. por 1 pulg. (25 mm por 25 mm)) escaleras de incendios	100 (4,79) 40 (1,92)	Sí (4.7.2) Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2) Sí (4.7.2)	300 (1,33) 200 (0,89)	
Solo en viviendas unifamiliares		—	—		
Escaleras fijas		—	—		Ver Sec.4.5.4
Garajes (Mira la sección4.10)					
Solo vehículos de pasajeros	40 (1,92)	No (4.7.4)	Sí (4.7.4)		Ver Sec.4.10.1
Camiones y autobuses	Ver Sec.4.10.2	—	—		Ver Sec.4.10.2
Pasamanos y Barandillas	Ver Sec.4.5.1	—	—		Ver Sec.4.5.1
Barras de apoyo		—	—		Ver Sec.4.5.2
Helipuertos (Mira la sección4.11)					
Peso de despegue del helicóptero 3000 lb (13,35 kN) o menos	40 (1,92)	No (4.11.1)	—		Ver Sec.4.11.2
Peso de despegue del helicóptero más de 3000 libras (13,35 kN)	60 (2,87)	No (4.11.1)	—		Ver Sec.4.11.2
hospitales					
Quirófanos, laboratorios	60 (2,87)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Habitaciones de pacientes	40 (1,92)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Corredores arriba del primer piso	80 (3,83)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	1.000 (4,45)	
hoteles (Ver Residencial)					
Bibliotecas					
Salas de lectura	60 (2,87)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Salas de pilas	150 (7.18)	No (4.7.3)	Sí (4.7.3)	1.000 (4,45)	4.13
Corredores arriba del primer piso	80 (3,83)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Fabricación					
Luz	125 (6,00)	No (4.7.3)	Sí (4.7.3)	2.000 (8,90)	
Pesado	250 (11,97)	No (4.7.3)	Sí (4.7.3)	3.000 (13,35)	
Edificios de oficinas					
Las salas de archivos e informática se diseñarán para cargas más pesadas según la ocupación prevista					
Vestíbulos y pasillos del primer piso	100 (4,79)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	2.000 (8,90)	
Oficinas	50 (2,40)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	2.000 (8,90)	
Corredores arriba del primer piso	80 (3,83)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	2.000 (8,90)	

continúa

Tabla 4.3-1. (Continuado) Cargas Vivas Mínimas Uniformemente Distribuidas,  $L_o$ , y cargas vivas concentradas mínimas

Ocupación o Uso	Uniforme, libras por pie cuadrado (kN/metro <sup>2</sup> )	Carga viva ¿Reducción permitida? (Seg. No.)	Múltiples pisos en vivo Reducción de carga ¿Permitido? (Seg. No.)	Concentrado libras (kN)	Ver también Sección
<b>Instituciones penales</b>					
Bloques de celdas	40 (1,92)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)		
corredores	100 (4,79)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)		
<b>Usos recreativos</b>					
Boleras, salas de billar y similares usos	75 (3,59)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Salas de baile y salones de baile Gimnasios	100 (4,79) 100 (4,79)	No (4.7.5) No (4.7.5)	No (4.7.5) No (4.7.5)		
<b>Residencial</b>					
Viviendas unifamiliares y bifamiliares					
Áticos inhabitables sin almacenamiento	10 (0,48)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)		4.12.1
Áticos inhabitables con almacenamiento	20 (0,96)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)		4.12.2
Áticos habitables y áreas para dormir Todas las demás áreas excepto escaleras	30 (1,44) 40 (1,92)	Sí (4.7.2) Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2) Sí (4.7.2)		
Todas las demás ocupaciones residenciales					
Salas privadas y pasillos que sirven ellos	40 (1,92)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)		
Salas públicas	100 (4,79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Corredores que dan servicio a espacios públicos techos	100 (4,79)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)		
Techos ordinarios planos, inclinados y curvos	20 (0,96)	Sí (4.8.2)	—		4.8.1
Áreas de techo utilizadas para ocupantes	Igual que la ocupación servida	Sí (4.8.3)	—		
Cubiertas destinadas a montaje	100 (4,70)	Sí (4.8.3)			
Cubiertas vegetales y ajardinadas					
Áreas de techo no destinadas a ocupación Áreas de techo utilizadas con fines de ensamblaje Áreas de techo utilizadas para otras ocupaciones Toldos y marquesinas	20 (0,96) 100 (4,70) Igual que la ocupación servida	Sí (4.8.2) Sí (4.8.3) Sí (4.8.3)	— — —		
Construcción de tela soportada por una estructura de esqueleto	5 (0,24)	No (4.8.2)	—		
Marco de soporte del recinto de la pantalla	5 (0,24) basado en el área tributaria del techo soportada por el miembro del marco	No (4.8.2)	—	200 (0,89)	
Toda otra construcción	20 (0,96)	Sí (4.8.2)	—		4.8.1
Miembros primarios del techo, expuestos a una obra piso					
Punto de panel único del cordón inferior del techo cerchas o cualquier punto a lo largo de los miembros estructurales primarios que soportan techos sobre fabricación, almacenamiento almacenes y talleres de reparación Todos los demás elementos principales del techo Todas las superficies del techo sujetas a mantenimiento trabajadores			— —	2.000 (8,90) 300 (1,33) 300 (1,33)	
<b>Escuelas</b>					
Aulas	40 (1,92)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Pasillos sobre el primer piso	80 (3,83)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Pasillos del primer piso	100 (4,79)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Escotillas, costillas de tragaluz y accesible techos				200 (0,89)	
Aceras, accesos vehiculares y patios sujetos a camiones	250 (11,97)	No (4.7.3)	Sí (4.7.3)	8.000 (35,60)	4.15
Escaleras y salidas	100 (4,79)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	300 (1,33)	4.16
Solo viviendas unifamiliares y bifamiliares Áreas de almacenamiento sobre techos Almacenes de almacenamiento (estarán diseñados para cargas más pesadas si es necesario para el almacenamiento previsto)	40 (1,92) 20 (0,96)	Sí (4.7.2) Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2) Sí (4.7.2)	300 (1,33)	4.16
Luz	125 (6,00)	No (4.7.3)	Sí (4.7.3)		
Pesado	250 (11,97)	No (4.7.3)	Sí (4.7.3)		

continúa

Tabla 4.3-1. (Continuado) Cargas Vivas Mínimas Uniformemente Distribuidas, Ley cargas vivas concentradas mínimas

Ocupación o Uso	Uniforme, libras por pie cuadrado (kN)/metro:	¿Carga viva Reducción permitida? (Seg. No.)	Múltiples pisos en vivo Reducción de carga ¿Permitido? (Seg. No.)	Concentrado libras (kN)	Ver también Sección
<b>Historias</b>					
Venta minorista					
Primer piso	100 (4,79)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Pisos superiores	75 (3,59)	Sí (4.7.2)	Sí (4.7.2)	1.000 (4,45)	
Mayoreo, todos los pisos	125 (6,00)	No (4.7.3)	Sí (4.7.3)	1.000 (4,45)	
Barrieras vehiculares					Ver Sec. <a href="#">4.5.3</a>
<b>Pasarelas y plataformas elevadas (otro</b>	<b>60 (2,87)</b>	<b>Sí (4.7.2)</b>	<b>Sí (4.7.2)</b>		
que las vías de salida)					
<b>Patios y terrazas, peatonal</b>	<b>100 (4,79)</b>	<b>No (4.7.5)</b>	<b>No (4.7.5)</b>		

4.5.1.2 Cargas de los componentes del sistema de barandas. Los balaustres, rellenos de paneles y componentes de relleno de barandas, incluidos todos los barandales excepto el pasamanos y el barandal superior, deben estar diseñados para resistir una carga normal aplicada horizontalmente de 50 lb (0,22 kN) en un área que no exceda las 12 pulg. por 12 pulg. (305 mm por 305 mm), incluidas las aberturas y el espacio entre los rieles y ubicados de manera que produzcan los máximos efectos de carga. No se requiere que las reacciones debidas a esta carga se superpongan con las cargas especificadas en las Secciones 4.5.1y 4.5.1.1

4.5.2 Sistemas de barra de agarre. Los sistemas de barra de agarre deben diseñarse para resistir una carga concentrada única de 250 lb (1,11 kN) aplicada en cualquier dirección en cualquier punto de la barra de agarre para producir el efecto de carga máxima.

4.5.3 Sistemas de barrera vehicular. Los sistemas de barreras para vehículos de pasajeros deben estar diseñados para resistir una sola carga de 6000 lb (26,70 kN) aplicada horizontalmente en cualquier dirección al sistema de barrera y deben tener anclajes o accesorios capaces de transferir esta carga a la estructura. Para el diseño del sistema, se debe suponer que la carga actúa a alturas entre 1 pie y 6 pulgadas (460 mm) y 2 pies y 3 pulgadas (686 mm) sobre el piso o la superficie de la rampa, ubicados para producir los efectos de carga máximos. La carga se debe aplicar en un área que no exceda las 12 pulgadas por 12 pulgadas (305 mm por 305 mm). No se requiere que esta carga actúe simultáneamente con cualquier carga del sistema de pasamanos o barandas especificada en la Sección 4.5.1. Los sistemas de barreras vehiculares en garajes para camiones y autobuses deben estar diseñados de acuerdo con Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD.

**4.5.4 Escaleras Fijas.**Las escaleras fijas con peldaños deben diseñarse para resistir una sola carga concentrada de 300 lb (1,33 kN) aplicada en cualquier punto para producir el efecto de carga máxima sobre el elemento que se está considerando. El número y la posición de las unidades de carga viva concentrada adicionales deberá ser un mínimo de 1 unidad de 300 lb (1,33 kN) por cada 10 pies (3,05 m) de altura de la escalera.

Cuando los rieles de las escaleras fijas se extiendan sobre un piso o plataforma en la parte superior de la escalera, cada extensión de riel lateral debe estar diseñada para resistir una sola carga viva concentrada de 100 lb (0,445 kN) aplicada en cualquier dirección a cualquier altura hasta la parte superior de la extensión del riel lateral. Las escaleras de los barcos con peldaños en lugar de peldaños deben diseñarse para resistir las cargas de escalera que se dan en la Tabla 4.3-1.

#### 4.6 CARGAS DE IMPACTO

4.6.1 Generalidades. Las cargas vivas especificadas en las Secciones 4.3a través de 4.5 se supondrá que incluye una asignación adecuada para gastos ordinarios.

condiciones de impacto. Se deben prever en el diseño estructural los usos y cargas que involucren fuerzas de vibración e impacto inusuales.

**4.6.2 Ascensores.**Todos los elementos sujetos a cargas dinámicas de ascensores deben diseñarse para cargas de impacto y límites de deflexión prescritos por ASME A17.

4.6.3 Maquinaria. A los efectos del diseño, el peso de la maquinaria y las cargas en movimiento se incrementará de la siguiente manera para permitir el impacto: (1) maquinaria ligera, accionada por eje o motor, 20 %; y (2) maquinaria recíproca o unidades motorizadas, 50%. Todos los porcentajes se incrementarán cuando lo especifique el fabricante.

4.6.4 Elementos de Soporte de Montacargas para Acceso a Fachadas y Equipos de Mantenimiento de Edificios. Los elementos estructurales que soportan polipastos para fachadas y equipos de mantenimiento de edificios deben estar diseñados para una carga viva de 2,5 veces la carga nominal del polipasto o la carga de parada del polipasto, la que sea mayor.

4.6.5 Anclajes de detención de caídas y línea de vida.Los anclajes de detención de caídas y líneas de vida y los elementos estructurales que soportan estos anclajes deben estar diseñados para una carga viva de 3100 lb (13,8 kN) por cada línea de vida conectada en todas las direcciones en las que se puede aplicar una carga de detención de caídas.

## 4.7 REDUCCIÓN DE CARGAS VIVAS UNIFORMES

4.7.1 Generalidades. A excepción de las cargas vivas uniformes del techo, todas las demás cargas vivas uniformemente distribuidas mínimas, [Lo en mesa 4.3-1](#), pueden reducirse de acuerdo con los requisitos de las Secciones [4.7.2a](#) través de [4.7.6](#).

4.7.2 Reducción de Cargas Vivas Uniformes. Sujeto a las limitaciones de las Secciones 4.7.3a través de 4.7.6, miembros para los cuales un valor de  $k_{LLA}$  de 400 pies $^2$ (37,16 m $^2$ ) o más pueden diseñarse para una carga viva reducida de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$L = L_0 \cdot \frac{15}{0.25\beta p f f f f f f f f f f f f f f f f f f} \quad (4.7-1)$$

$$L = L_0 \quad 4.57 \quad (4.7-1\text{si})$$

Tabla 4.7-1 Factor de elemento de carga viva,  $k_{LL}$ 

Elemento	$k_{LL}^a$
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en voladizo	4
Columnas de borde con losas en voladizo	3
Columnas de esquina con losas en voladizo	2
Vigas de borde sin losas en voladizo Vigas interiores	2
Todos los demás miembros no identificados, incluidos	1
Vigas de borde con losas en voladizo	
Vigas en voladizo	
losas unidireccionales	
Losas en dos direcciones	
Elementos sin provisiones para cortante continuo transferir normal a su lapso	

<sup>a</sup>En lugar de los valores anteriores,  $k_{LL}$  se permite calcular.

donde

$$L = \text{Carga viva de diseño reducida por pie}^2(\text{metro}^2) \text{ de área soportada por el miembro}$$

$$L_0 = \text{Carga viva de diseño no reducida por pie}^2(\text{metro}^2) \text{ de área soportada por el miembro (ver Tabla 4.3-1)} \quad k_{LL} = \text{factor de elemento de carga viva (ver Tabla 4.7-1)} \quad A_T = \text{área tributaria en pies}^2(\text{metro}^2)$$

$L_{0n}$  será inferior a  $0,50L_0$  para miembros que soportan un piso, y  $L_{0n}$  será inferior a  $0,40L_0$  para miembros que soportan dos o más pisos.

4.7.3 Cargas vivas pesadas.Cargas vivas que exceden las 100 lb/pie<sup>2</sup> (4,79 kN/metro<sup>2</sup>) no se reducirán.

**EXCEPCIÓN:**Se permite que las cargas vivas para miembros que soportan dos o más pisos se reduzcan en un máximo del 20%, pero la carga viva reducida no debe ser inferior a como se calcula en la Sección4.7.2.

4.7.4 Garajes para vehículos de pasajeros.No se reducirán las cargas vivas en los garajes de vehículos de pasajeros.

**EXCEPCIÓN:**Se permite que las cargas vivas para miembros que soportan dos o más pisos se reduzcan en un máximo del 20%, pero la carga viva reducida no debe ser inferior a como se calcula en la Sección4.7.2.

4.7.5 Usos de montaje.Las cargas vivas no se reducirán en los usos de montaje.

4.7.6 Limitaciones de losas en una dirección.La zona tributaria,  $A_T$ , para losas en una dirección no debe exceder un área definida por la luz de la losa multiplicada por un ancho normal a la luz de 1,5 veces la luz de la losa.

## 4.8 REDUCCIÓN DE LAS CARGAS VIVAS DEL TECHO

4.8.1 Generalidades.Las cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas del techo,  $L_0$  en mesa 4.3-1, pueden reducirse de acuerdo con los requisitos de las Secciones4.8.2y4.8.3.

Donde las cargas vivas uniformes del techo se reducen a menos de 20 lb/pie<sup>2</sup>(0,96 kN/metro<sup>2</sup>) de acuerdo con la Sección4.8.2y se aplican al diseño de miembros estructurales dispuestos para crear continuidad, la carga viva del techo reducida se debe aplicar a tramos adyacentes o alternados, cualquiera que produzca el mayor efecto de carga desfavorable.

4.8.2 Techos, Toldos y Pabellones Ordinarios.Techos ordinarios planos, inclinados y curvos, y marquesinas y marquesinas que no sean

aquellos de construcción de tela soportada por una estructura de esqueleto, pueden diseñarse para una carga viva de techo reducida, como se especifica en la ecuación. (4.8-1), u otras combinaciones de control de cargas, como se especifica en el Capítulo2, el que produzca el mayor efecto de carga. En estructuras tales como invernaderos, donde se utilizan andamios especiales como superficie de trabajo para trabajadores y materiales durante las operaciones de mantenimiento y reparación, una carga de techo inferior a la especificada en la ecuación. (4.8-1) no se utilizará a menos que lo apruebe la autoridad competente. En dichas estructuras, la carga viva mínima del techo debe ser de 12 psf (0,58 kN/metro<sup>2</sup>).

$$L_r = L_0 R_1 R_2 \quad \text{donde } 12 \leq L_r \leq 20 \quad (4.8-1)$$

$$L_r = L_0 R_1 R_2 \quad \text{donde } 0.58 \leq L_r \leq 0.96 \quad (4.8-1si)$$

donde

$$L_r = \text{carga viva de techo reducida por pie}^2(\text{metro}^2) \text{ de proyección horizontal apoyado por el miembro y}$$

$$L_0 = \text{Carga viva de techo de diseño no reducido por pie}^2(\text{metro}^2) \text{ de horizontales proyección soportada por el miembro (ver Tabla 4.3-1).}$$

Los factores de reducción  $R_1$ y  $R_2$  se determinará de la siguiente manera:

$$R_1 = \begin{cases} 1 & \text{por } A_T \leq 200 \text{ pies}^2 \\ 1,2 - 0,001 A_T & \text{para } 200 \text{ pies}^2 < A_T < 600 \text{ pies}^2 \\ 0,6 & \text{por } A_T \geq 600 \text{ pies}^2 \end{cases}$$

en SI:

$$R_1 = \begin{cases} 1 & \text{por } A_T \leq 18,58 \text{ metros}^2 \\ 1,2 - 0,011 A_T & \text{para } 18,58 \text{ m}^2 < A_T < 55,74 \text{ metros}^2 \\ 0,6 & \text{por } A_T \geq 55,74 \text{ metros}^2 \end{cases}$$

donde  $A_T$ =área tributaria en pies<sup>2</sup>(metro<sup>2</sup>) apoyado por el miembro y

$$R_2 = \begin{cases} 1 & \text{por } F \leq 4 \\ 1,2 - 0,05F & \text{para } 4 < F < 12 \\ 0,6 & \text{por } F \geq 12 \end{cases}$$

donde, por un techo inclinado,  $F$  =número de pulgadas de elevación por pie (en SI: $F = 0,12 \times$ pendiente, con pendiente expresada en puntos porcentuales) y, para un arco o cúpula,  $F$  =relación de altura a luz multiplicada por 32.

4.8.3 Techos Ocupables.Se permite que los techos que tienen una función de ocupación, tales como techos ajardinados u otros propósitos especiales, reduzcan su carga viva uniformemente distribuida con acuerdo con los requisitos de la Sección4.7.

Los techos que se utilicen para otros fines especiales deberán estar diseñados para cargas apropiadas según lo apruebe la Autoridad competente.

## 4.9 CARGAS DE GRÚA

4.9.1 Generalidades.La carga viva de la grúa será la capacidad nominal de la grúa. Las cargas de diseño para las vigas de la pista, incluidas las conexiones y los soportes, de las grúas puente móviles y las grúas monorriel deben incluir las cargas máximas por rueda

de la grúa y las fuerzas de impacto vertical, laterales y longitudinales inducidas por la grúa en movimiento.

4.9.2 Carga máxima de rueda.Las cargas máximas por rueda serán las cargas por rueda producidas por el peso del puente, según corresponda, más la suma de la capacidad nominal y el peso del carro con el carro colocado en su pista en el lugar donde se maximiza el efecto de la carga resultante. .

4.9.3 Fuerza de impacto vertical.Las cargas máximas por rueda de la grúa determinadas de acuerdo con la Sección4.9.2se incrementará en los porcentajes que se muestran en el siguiente texto para tener en cuenta los efectos de impacto vertical o vibración:

Grúas monorraíl (motorizadas)	25
Grúas puente operadas por cabina o por control remoto (motorizado)	25
Puentes grúa colgantes (motorizados) Puentes grúa o grúas monorraíl con engranajes manuales	10
puente, carro y polipasto	0

4.9.4 Fuerza Lateral.La fuerza lateral sobre las vigas de la pista de la grúa con troles accionados eléctricamente se calculará como el 20 % de la suma de la capacidad nominal de la grúa y el peso del polipasto y el trole. Se supondrá que la fuerza lateral actúa horizontalmente en la superficie de tracción de una viga de pista, en cualquier dirección perpendicular a la viga, y se distribuirá teniendo debidamente en cuenta la rigidez lateral de la viga de pista y la estructura de soporte.

4.9.5 Fuerza longitudinal.La fuerza longitudinal sobre las vigas de la pista de la grúa, a excepción de las grúas puente con puentes de engranajes manuales, se calculará como el 10 % de las cargas máximas de las ruedas de la grúa. Se supondrá que la fuerza longitudinal actúa horizontalmente en la superficie de tracción de una viga de pista en cualquier dirección paralela a la viga.

## 4.10 CARGAS EN GARAJE

4.10.1 Garajes para vehículos de pasajeros.Los pisos en garajes o partes de un edificio utilizado para el almacenamiento de vehículos de motor deben diseñarse para las cargas vivas uniformemente distribuidas de Tabla4.3-1o la siguiente carga concentrada: (1) para garajes restringidos a vehículos de pasajeros con capacidad para no más de nueve pasajeros, 3,000 lb (13.35 kN) actuando en un área de 4.5 in por 4.5 in (114 mm por 114 mm); y (2) para estructuras mecánicas de estacionamiento sin losa o plataforma que se usan para almacenar vehículos de pasajeros solamente, 2,250 lb (10 kN) por rueda.

4.10.2 Garajes para camiones y autobuses.Las cargas vivas en garajes o partes de un edificio utilizadas para el almacenamiento de camiones y autobuses deberán estar de acuerdo conEspecificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD;sin embargo, no se requiere que se apliquen las disposiciones para tolerancia de fatiga y carga dinámica.

## 4.11 CARGAS DE HELIPUERTO

4.11.1 Generalidades.Las cargas vivas no se reducirán. El etiquetado de la capacidad del helicóptero será el requerido por la Autoridad competente.

4.11.2 Cargas concentradas de helicópteros.Se aplicarán dos cargas concentradas únicas separadas por 8 pies (2,44 m) en el área de aterrizaje (que representen los dos trenes de aterrizaje principales del helicóptero, ya sea del tipo patín o con ruedas), cada una con una magnitud de 0,75 veces el peso máximo de despegue del helicóptero. helicóptero y ubicado para producir el máximo efecto de carga sobre los elementos estructurales bajo consideración. Las cargas concentradas

deben aplicarse sobre un área de 200 mm por 200 mm (8 pulg. por 8 pulg.) y no se requiere que actúen simultáneamente con otras cargas vivas uniformes o concentradas.

Se debe aplicar una sola carga concentrada de 3000 lb (13,35 kN) sobre un área de 4,5 pulgadas por 4,5 pulgadas (114 mm por 114 mm), ubicada de manera que produzca los efectos de carga máximos en los elementos estructurales bajo consideración. No se requiere que la carga concentrada actúe simultáneamente con otras cargas vivas uniformes o concentradas.

## 4.12 ÁTICOS INHABITABLES

4.12.1 Áticos inhabitables sin almacenamiento.En ocupaciones residenciales, las áreas habitables del ático sin almacenamiento son aquellas en las que la altura libre máxima entre la vigueta y la viga es inferior a 42 pulgadas (1067 mm) o donde no hay dos o más cerchas adyacentes con configuraciones de red capaces de acomodar un supuesto rectángulo. 42 pulg. (1067 mm) de altura por 24 pulg. (610 mm) de ancho, o más, dentro del plano de las vigas. La carga viva en la Tabla4.3-1no es necesario suponer que actúa simultáneamente con cualquier otro requisito de carga viva.

4.12.2 Áticos inhabitables con almacenaje.En ocupaciones residenciales, las áreas habitables del ático con almacenamiento son aquellas donde la altura libre máxima entre la vigueta y la viga es de 42 pulgadas (1067 mm) o más, o donde hay dos o más cerchas adyacentes con configuraciones de alma capaces de acomodar un supuesto rectángulo 42 (1067 mm) de altura por 24 pulgadas (610 mm) de ancho, o más, dentro del plano de las armaduras. Para áticos construidos con cerchas, la carga viva en la Tabla4.3-1solo necesita aplicarse a aquellas porciones de los cordones inferiores donde se cumplen las dos condiciones siguientes:

- I. Se puede acceder al área del ático desde una abertura de no menos de 20 pulgadas (508 mm) de ancho por 30 pulgadas (762 mm) de largo que está ubicada donde la altura libre en el ático es de un mínimo de 30 pulgadas (762 mm). ); y
- ii. La pendiente de la cuerda inferior del truss no es mayor de 2 unidades verticales a 12 unidades horizontales (9,5% de pendiente).

Las porciones restantes de los cordones inferiores se deben diseñar para una carga viva concurrente uniformemente distribuida de no menos de 10 lb/pie<sup>2</sup>(0,48 kN/metro<sup>2</sup>).

## 4.13 SALONES DE LA BIBLIOTECA

La carga en vivo para las salas de almacenamiento de la biblioteca proporcionada en la Tabla4.3-1 se aplica a los pisos de las salas de almacenamiento que soportan pilas de libros de biblioteca de doble cara no móviles, sujeto a las siguientes limitaciones:

1. La altura nominal de la unidad de apilamiento de libros no debe exceder las 90 pulgadas (2290 mm);
2. La profundidad nominal del estante no debe exceder las 12 pulgadas (305 mm) para cada cara;
3. Las filas paralelas de pilas de libros de dos caras deben estar separadas por pasillos de no menos de 36 pulgadas (914 mm) de ancho.

## 4.14 ASIENTOS PARA USOS DE MONTAJE

Además de las cargas vivas verticales proporcionadas en la Tabla4.3-1 para gradas de revisión, tribunas y gradas, y para estadios y arenas con asientos fijos fijados al piso, el diseño debe incluir fuerzas de balanceo horizontales aplicadas a cada fila de asientos de la siguiente manera:

1. 24 lb por pie lineal (0,35 kN/m) de asiento aplicado en dirección paralela a cada fila de asientos y
2. 10 lb por pie lineal (0,15 kN/m) de asiento aplicado en dirección perpendicular a cada fila de asientos.

No es necesario aplicar simultáneamente las fuerzas oscilantes horizontales paralelas y perpendiculares.

#### 4.15 ACERAS, ENTRADAS VEHICULARES Y PATIOS SUJETOS A CAMIONES

4.15.1 Cargas uniformes.Cargas uniformes, distintas a las proporcionadas en la Tabla4.3-1, también se considerará cuando corresponda, de acuerdo con un método aprobado que contenga disposiciones para la carga de camiones.

4.15.2 Cargas concentradas.La carga de rueda concentrada proporcionada en la Tabla4.3-1 se aplicará en un área de 4,5 pulg. por 4,5 pulg. (114 mm por 114 mm).

#### 4.16 ESCALERAS

La carga concentrada en los peldaños de las escaleras proporcionada en la Tabla4.3-1 para escaleras y vías de salida, y para escaleras en viviendas unifamiliares y bifamiliares, se debe aplicar en un área de 2 pulg. por 2 pulg. (50 mm por 50 mm) y se debe aplicar de forma no concurrente con la carga uniforme.

#### 4.17 CARGAS DE PANELES SOLARES

4.17.1 Cargas de techo en paneles solares.Las estructuras de techo que soportan los sistemas de paneles solares deben diseñarse para resistir cada una de las siguientes condiciones:

1. Las cargas vivas uniformes y concentradas del techo especificadas en la Tabla4.3-1 con las cargas muertas del sistema de paneles solares.

**EXCEPCIÓN:**No es necesario aplicar la carga viva del techo al área cubierta por los paneles solares donde el espacio libre entre los paneles y la superficie del techo es de 24 pulgadas (610 mm) o menos.

2. Las cargas vivas uniformes y concentradas del techo especificadas en la Tabla4.3-1 sin el sistema de paneles solares presente.

4.17.2 Combinación de Carga.Los sistemas de techo que brindan soporte a los sistemas de paneles solares deben diseñarse para las combinaciones de carga especificadas en el Capítulo2.

4.17.3 Estructuras de techo de rejilla abierta que soportan paneles solares. Las estructuras con entramado de rejilla abierta y sin cubierta de techo o sistemas de paneles solares de soporte de revestimiento deben diseñarse para soportar las cargas vivas uniformes y concentradas del techo especificadas en la Tabla4.3-1, excepto que se permitirá que la carga viva del techo uniforme se reduzca a 12 psf (0,57 kN/metro<sup>2</sup>).

#### 4.18 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Esta sección enumera los estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo:

Especificaciones de diseño de puente AASHTO LRFD,7.<sup>a</sup> edición, Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Autopistas y Transporte, 2014, con revisiones provisionales de 2015

Citado en:Sección 4.5.3, Sección 4.10.2

ASME A17,Código de seguridad estándar nacional estadounidense para ascensores y escaleras mecánicas,Sociedad Estadounidense de Ingenieros Mecánicos, 2013

Citado en:Sección 4.6.2

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO 5

### CARGAS DE INUNDACION

#### 5.1 GENERALIDADES

Las disposiciones de esta sección se aplican a edificios y otras estructuras ubicadas en áreas propensas a inundaciones según se define en un mapa de riesgo de inundación.

#### 5.2 DEFINICIONES

Las siguientes definiciones se aplican a las disposiciones de este capítulo:

**APROBADO:**Aceptable para la autoridad competente.

**INUNDACIÓN BASE:**La inundación que tiene un 1% de probabilidad de ser igualada o superada en un año determinado.

**ELEVACIÓN BASE DE INUNDACIÓN (BFE):**La altura de la inundación, incluida la altura de las olas, que tiene un 1 % de probabilidad de ser igualada o superada en un año determinado.

**PARED DE SEPARACIÓN:**Cualquier tipo de muro sujeto a inundación que no se requiera para brindar soporte estructural a un edificio u otra estructura y que esté diseñado y construido de tal manera que, bajo condiciones de inundación base o de inundación menor, se derrumbará de tal manera que (1) permite el libre paso de las aguas de inundación, y (2) no daña la estructura o el sistema de cimentación de soporte.

**ZONA COSTERA A:**Un área dentro de un área especial de riesgo de inundación, tierra adentro de una Zona V o tierra adentro de una costa abierta sin Zonas V mapeadas. Para ser clasificada como Zona A costera, la principal fuente de inundación debe ser mareas astronómicas, marejadas ciclónicas, seiches o tsunamis, no inundaciones fluviales, y la posibilidad de romper olas mayores o iguales a 1,5 pies (0,46 m) debe existir durante la inundación base.

**ÁREA COSTERA DE ALTO RIESGO (ZONA V):**Un área dentro de un área especial de riesgo de inundación, que se extiende desde la costa hasta el límite interior de una duna frontal primaria a lo largo de una costa abierta, y cualquier otra área que esté sujeta a la acción de olas de alta velocidad de tormentas o fuentes sísmicas. Esta área está designada en los mapas de tasas de seguros contra inundaciones (FIRM) como V, VE, VO o V1-30.

**INUNDACIÓN DE DISEÑO:**El mayor de los siguientes dos eventos de inundación: (1) la inundación base, que afecta aquellas áreas identificadas como áreas especiales de riesgo de inundación en el FIRM de la comunidad; o (2) la inundación correspondiente al área designada como área de riesgo de inundación en el mapa de riesgo de inundación de una comunidad o designada legalmente de otra manera.

**ELEVACIÓN DE INUNDACIÓN DE DISEÑO (DFE):**La elevación de la inundación de diseño, incluida la altura de las olas, en relación con el dato especificado en el mapa de peligro de inundación de una comunidad.

**ÁREA DE PELIGRO DE INUNDACIÓN:**El área sujeta a inundación durante la inundación de diseño.

**MAPA DE PELIGRO DE INUNDACIONES:**El mapa que delinea las áreas de riesgo de inundación adoptado por la Autoridad que tiene jurisdicción.

**MAPA DE TARIFAS DE SEGURO CONTRA INUNDACIONES (FIRMA):**Un mapa oficial de una comunidad en el que la Administración Federal de Seguros y Mitigación ha delineado tanto inundaciones especiales

las zonas de peligro y las zonas de prima de riesgo aplicables a la comunidad.

**AREA ESPECIAL DE PELIGRO DE INUNDACION (AREA DE ESPECIAL PELIGRO DE INUNDACION):**La tierra en la llanura aluvial sujeta a un 1% o más de probabilidad de inundación en un año determinado. Estas áreas están delimitadas en el FIRM de una comunidad como Zonas A (A, AE, A1-30, A99, AR, AO o AH) o Zonas V (V, VE, VO o V1-30).

#### 5.3 REQUISITOS DE DISEÑO

**5.3.1 Cargas de diseño.**Los sistemas estructurales de edificios u otras estructuras deben estar diseñados, construidos, conectados y anclados para resistir la flotación, el colapso y el desplazamiento lateral permanente debido a la acción de las cargas de inundación asociadas con la inundación de diseño (consulte la Sección 5.3.3) y otras cargas de acuerdo con las combinaciones de carga del Capítulo 2.

**5.3.2 Erosión y socavación.**Los efectos de la erosión y la socavación se incluirán en el cálculo de las cargas sobre edificios y otras estructuras en áreas de riesgo de inundación.

**5.3.3 Cargas en Muros Desprendibles.**Los muros y tabiques que ASCE/SEI 24 requiere que se rompan, incluidas sus conexiones a la estructura, deben diseñarse para la mayor de las siguientes cargas que actúen perpendicularmente al plano del muro:

1. la carga de viento especificada en el Capítulo 26
2. la carga sísmica especificada en el Capítulo 12, y
3. 10 libras por pie cuadrado (0,48 kN/m<sup>2</sup>).

La carga a la que se pretende colapsar los muros separables no debe exceder las 20 libras por pie cuadrado (0,96 kN/m<sup>2</sup>) a menos que el diseño cumpla las siguientes condiciones:

1. El colapso del muro desprendible está diseñado para resultar de una carga de inundación menor que la que ocurre durante la inundación base.
2. Los cimientos de soporte y la parte elevada del edificio deben diseñarse contra colapso, desplazamiento lateral permanente y otros daños estructurales debido a los efectos de las cargas de inundación en combinación con otras cargas como se especifica en el Capítulo 2.

#### 5.4 CARGAS DURANTE LA INUNDACIÓN

**5.4.1 Base de carga.**En áreas de riesgo de inundación, el diseño estructural se basará en la inundación de diseño.

**5.4.2 Cargas hidrostáticas.**Las cargas hidrostáticas causadas por una profundidad de agua al nivel del DFE se deben aplicar sobre todas las superficies involucradas, tanto por encima como por debajo del nivel del suelo, excepto que para las superficies expuestas al agua libre, la profundidad de diseño se debe aumentar en 1 pie (0,30 m). ).

Las cargas ascendentes y laterales reducidas en las superficies de los espacios cerrados por debajo del DFE se aplicarán solo si se prevé la entrada y salida del agua de la inundación.

**5.4.3 Cargas hidrodinámicas.** Los efectos dinámicos del agua en movimiento se determinarán mediante un análisis detallado utilizando conceptos básicos de mecánica de fluidos.

**EXCEPCIÓN:** Cuando las velocidades del agua no superen los 10 pies/s (3,05 m/s), se permitirá que los efectos dinámicos del agua en movimiento se conviertan en cargas hidrostáticas equivalentes aumentando el DFE para fines de diseño en una profundidad de sobrecarga equivalente,  $D_h$ , en el lado de la cabecera y por encima del nivel del suelo solamente, igual a

$$D_h = \frac{AV_2}{2\text{gramo}} \quad (5.4-1)$$

donde

$V$  = velocidad media del agua en ft/s (m/s)

gramo = aceleración debida a la gravedad, 32,2 ft/s<sup>2</sup> (9,81 m/s<sup>2</sup>) un = coeficiente de arrastre o factor de forma (no menos de 1,25)

La profundidad de sobrecarga equivalente se sumará a la profundidad de diseño DFE y las presiones hidrostáticas resultantes se aplicarán y distribuirán uniformemente a través del área vertical proyectada del edificio o estructura que es perpendicular al flujo. Las superficies paralelas al flujo o las superficies mojadas por el agua de descarga estarán sujetas a las presiones hidrostáticas para profundidades hasta el DFE únicamente.

**5.4.4 Cargas de onda.** Las cargas de las olas se determinarán mediante uno de los siguientes tres métodos: (1) utilizando los procedimientos analíticos descritos en esta sección, (2) mediante procedimientos de modelado numérico más avanzados, o (3) mediante procedimientos de prueba de laboratorio (modelado físico).

Las cargas de las olas son aquellas cargas que resultan de las ondas de agua que se propagan sobre la superficie del agua y golpean un edificio u otra estructura. El diseño y la construcción de edificios y otras estructuras sujetas a cargas de olas deberán tener en cuenta las siguientes cargas: olas que rompen en cualquier parte del edificio o estructura; fuerzas de levantamiento causadas por olas que se amontonan debajo de un edificio o estructura, o parte del mismo; acumulación de olas golpeando cualquier parte del edificio o estructura; fuerzas de arrastre e inercia inducidas por las olas; y socavación inducida por olas en la base de un edificio o estructura, o sus cimientos. Las cargas de las olas se incluirán tanto para las Zonas V como para las Zonas A. En las Zonas V, las olas tienen una altura de 3 pies (0,91 m) o más; en las llanuras aluviales costeras tierra adentro de la Zona V, las olas tienen menos de 3 pies de altura (0,91 m).

Las cargas de ondas no interrumpidas y rotas se calcularán usando los procedimientos descritos en las Secciones 5.4.2 y 5.4.3 que muestran cómo calcular las cargas hidrostáticas e hidrodinámicas.

Las cargas de las olas rompiientes se calcularán utilizando los procedimientos descritos en las Secciones 5.4.4.1 a través de 5.4.4.4. Alturas de ola rompiente utilizadas en los procedimientos descritos en las Secciones 5.4.4.1 a través de 5.4.4.4 se calculará para las Zonas V y las Zonas costeras A utilizando las Ecs. 5.4-2 y 5.4-3.

$$H_b=0.78D_s \quad (5.4-2)$$

donde

$H_b$  = Altura de la ola rompiente en pies (m)  $D_s$  =

Profundidad local de aguas tranquilas en pies (m)

La profundidad del agua tranquila local se calculará utilizando la ecuación 5.4-3, a menos que se utilicen procedimientos más avanzados o pruebas de laboratorio permitidas por esta sección.

$$D_s=0,65DBFE -GRAMOP \quad (5.4-3)$$

donde

BFE = BFE en pies (m)

$G$  = elevación del suelo en pies (m)

**5.4.4.1 Cargas de rotura por oleaje en pilotes y columnas verticales.** Se supondrá que la fuerza neta resultante de una ola rompiente que actúa sobre una columna o pilote vertical rígido actúa a la altura del agua tranquila y se calculará de la siguiente manera:

$$F_d=0.5\gamma_w C_d D_h^2 B \quad (5.4-4)$$

donde

$F_d$  = fuerza de onda neta, en lb (kN)

$\gamma_w$  = unidad de peso del agua, en lb por pie cúbico (kN=m<sup>3</sup>) = 62,4 pcf (9,80 kN=m<sup>3</sup>) para agua dulce y 64,0 pcf (10,05 kN=m<sup>3</sup>) para agua salada

$C_d$  = coeficiente de arrastre para romper olas, = 1.75 para ronda pilotes o columnas y = 2,25 para pilotes o columnas cuadradas re = diámetro del pilote o columna, en pies (m) para secciones circulares, o para una pila o columna cuadrada, 1,4 veces el ancho de la pila o columna en pies (m)

$B$  = altura de la ola rompiente, en pies (m)

**5.4.4.2 Cargas de ondas de rotura en muros verticales.** Presiones máximas y fuerzas netas resultantes de una ola rompiente normalmente incidente (profundidad limitada en tamaño, con  $H_b=0.78D_s$ ) actuando sobre una pared vertical rígida se calculará de la siguiente manera:

$$PAGS_{\text{máximo}}=C_{\text{pags}}\gamma_w D_s \beta 1.2\gamma_w D_s \quad (5.4-5)$$

y

$$F_t=1.1C_{\text{pags}}\gamma_w D_s \beta 2.4\gamma_w D_s \quad (5.4-6)$$

donde

$PAGS_{\text{máximo}}$  = máxima dinámica combinada ( $C_{\text{pags}}\gamma_w D_s$ ) y estático ( $1.2\gamma_w D_s$ ) presiones de las olas, también denominadas presiones de choque en lb=ft<sup>2</sup>(kN=m<sup>2</sup>)

$F_t$  = fuerza de ola de ruptura neta por unidad de longitud de estructura, también denominada fuerza de choque, impulso o impacto de onda en lb=ft<sup>2</sup>(kN=m), que actúa cerca de la elevación de aguas tranquilas

$C_{\text{pags}}$  = coeficiente de presión dinámica ( $1.6 < C_{\text{pags}} < 3.5$ ) (ver Mesa 5.4-1)

$\gamma_w$  = unidad de peso del agua, en lb por pie cúbico (kN=m<sup>3</sup>) = 62,4 pcf (9,80 kN=m<sup>3</sup>) para agua dulce y 64,0 pcf (10,05 kN=m<sup>3</sup>) para agua salada

$D_s$  = profundidad del agua tranquila en pies (m) en la base del edificio u otro estructura donde rompe la ola

Este procedimiento supone que la pared vertical provoca una onda estacionaria o reflejada contra el lado de la pared que mira hacia el agua con la cresta de la ola a una altura de 1,2D<sub>s</sub> por encima del nivel de las aguas tranquilas.

Tabla 5.4-1 Valor del Coeficiente de Presión Dinámica,  $C_{\text{pags}}$

Categoría de riesgo <sup>a</sup>	$C_{\text{pags}}$
I	1.6
II	2.8
tercer	3.2
IV	3.5

<sup>a</sup>Para la categoría de riesgo, consulte la Tabla 1.5-1.

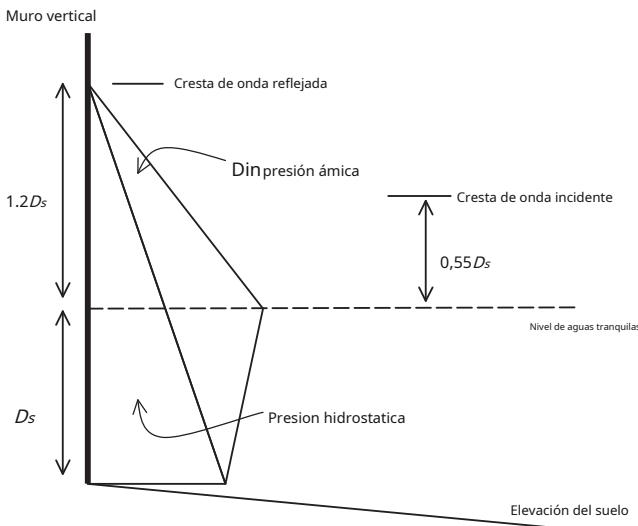


FIGURA 5.4-1 Presiones de las olas rompiientes normalmente incidentes contra una pared vertical (el espacio detrás de la pared vertical está seco)

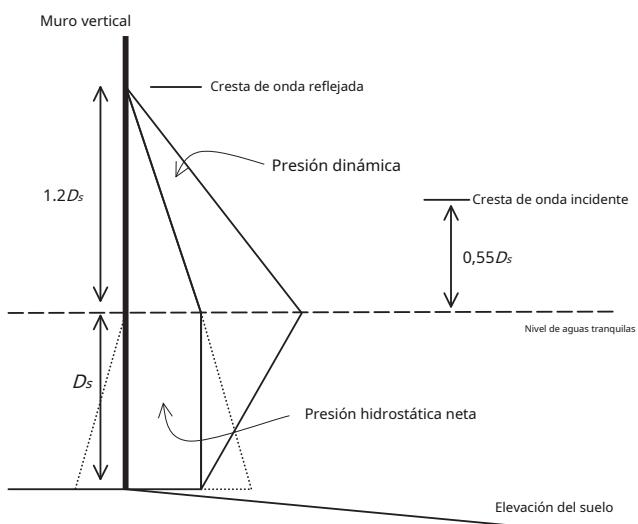


FIGURA 5.4-2 Presiones de las olas rompiientes normalmente incidentes contra una pared vertical (Nivel de agua estancada igual en ambos Lados de la pared)

Por lo tanto, las distribuciones de presión dinámica, estática y total contra la pared son como se muestra en la Fig.5.4-1.

Este procedimiento también asume que el espacio detrás de la pared vertical está seco, sin fluido que equilibre el componente estático de la fuerza de onda en el exterior de la pared. Si existe agua libre detrás de la pared, una porción del componente hidrostático de la presión y fuerza de la ola desaparece (ver Fig.5.4-2) y la fuerza neta se calculará mediante la ecuación.5.4-7 (La presión de onda combinada máxima todavía se calcula con la ecuación.5.4-5).

$$F_t = 1.1 C_{pags} \gamma_w D_s \sqrt{1.9 \gamma_w D_s} \quad (5.4-7)$$

donde

$F_t$ =fuerza de ola de ruptura neta por unidad de longitud de estructura, también denominada fuerza de choque, impulso o impacto de onda en lb=ft (kN=m), que actúa cerca de la elevación de aguas tranquilas

$C_{pags}$ =coeficiente de presión dinámica ( $1.6 < C_{pags} < 3.5$ ) (ver Tabla 5.4-1)

$\gamma_w$ =unidad de peso del agua, en lb por pie cúbico (kN=m<sup>3</sup>) = 62,4 pcf (9,80 kN=m<sup>3</sup>) para agua dulce y 64,0 pcf (10,05 kN=m<sup>3</sup>) para agua salada

$D_s$ =profundidad del agua tranquila en pies (m) en la base del edificio u otra estructura donde rompe la ola

5.4.4.3 Cargas de ondas de rotura en muros no verticales. Fuerzas de las olas rompiientes dadas por las Ecs.5.4-6y5.4-7 se modificarán en los casos en que las paredes o superficies sobre las que actúan las olas rompiientes no sean verticales. La componente horizontal de la fuerza de las olas rompiientes estará dada por

$$F_{Nevada} = F_t \text{pecado}_2 \quad (5.4-8)$$

donde

$F_{Nevada}$ =componente horizontal de la fuerza de la ola rompiente en lb=ft (kN=m)

$F_t$ =fuerza de ola de ruptura neta que actúa sobre una superficie vertical en lb=pie (kN=m)

$\alpha$  =ángulo vertical entre la superficie no vertical y la horizontal

5.4.4.4 Rompiendo cargas de olas de olas incidentes oblicuamente. Fuerzas de las olas rompiientes dadas por las Ecs.5.4-6y5.4-7 se modificarán en los casos en que las olas inciden oblicuamente. Las fuerzas de rompimiento de las olas de incidentes no normales deben estar dadas por

$$F_{oye} = F_t \text{pecado}_2 \quad (5.4-9)$$

donde

$F_{oye}$ =componente horizontal de la ola rompiente oblicuamente incidente fuerza en lb=ft (kN=m)

$F_t$ =fuerza neta de rompimiento de las olas (normalmente olas incidentes) actuando sobre una superficie vertical en lb=ft (kN=m)

$\alpha$  =ángulo horizontal entre la dirección de acercamiento de las olas y la superficie vertical

5.4.5 Cargas de impacto. Las cargas de impacto son el resultado de los escombros, el hielo y cualquier objeto transportado por las aguas de inundación que golpean contra edificios y estructuras, o partes de los mismos. Las cargas de impacto se determinarán usando un enfoque racional como cargas concentradas que actúan horizontalmente en la ubicación más crítica en o debajo del DFE.

## 5.5 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS CRITERIOS AFILIADOS

Esta sección enumera los estándares de consenso y otros criterios afiliados que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo.

ASCE/SEI 24Diseño y construcción resistente a inundaciones, ASCE, 2014.

Citado en:Sección5.3.3

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO 6

### CARGAS Y EFECTOS DEL TSUNAMI

#### 6.1 REQUISITOS GENERALES

6.1.1 Alcance.Los siguientes edificios y otras estructuras ubicadas dentro de la Zona de Diseño de Tsunami se diseñarán para los efectos del Tsunami Máximo Considerado, incluidas las fuerzas hidrostáticas e hidrodinámicas, la acumulación de escombros transportados por el agua y las cargas de impacto, el hundimiento y los efectos de socavación de acuerdo con este capítulo:

- un. Edificios y estructuras de categoría IV de riesgo de tsunami;
- B. Edificios y estructuras de categoría III de riesgo de tsunami con una profundidad de inundación superior a 3 pies (0,914 m) en cualquier ubicación dentro del espacio previsto para la estructura, y
- C. Cuando un estatuto del código de construcción adoptado localmente o estatal requiera que se incluya el diseño para efectos de tsunami, los edificios de categoría II de riesgo de tsunami con una altura media sobre el nivel del suelo superior a la altura designada en el estatuto y con una profundidad de inundación superior a 3 pies (0,914 m) en cualquier ubicación dentro de la huella prevista de la estructura.

**EXCEPCIÓN:**Las edificaciones de un piso de categoría II de riesgo de tsunami de cualquier altura sin entrespisos o cualquier nivel de techo ocupable y que no tengan ningún equipo o sistema crítico no necesitan estar diseñadas para las cargas y efectos de tsunami especificados en este capítulo.

Para los efectos de este capítulo, la Categoría de Riesgo de Tsunami será la determinada de conformidad con la Sección6.4.

La Zona de Diseño de Tsunami se determinará utilizando la Geodatabase de Diseño de Tsunami de la ASCE de los puntos de referencia geocodificados que se muestran en la Fig.6.1-1. La base de datos geográfica de diseño de tsunamis de la ASCE de los puntos de referencia geocodificados de Runup y los límites de inundación asociados de la zona de diseño de tsunamis está disponible en [<http://asce7tsunami.online>].

**EXCEPCIÓN:**Para las regiones costeras sujetas a inundaciones por tsunamis y no cubiertas por la Fig.6.1-1, la zona de diseño de tsunamis, los límites de inundación y las elevaciones de carrera se determinarán utilizando los procedimientos específicos del sitio de la Sección6.7, o para estructuras de Categoría de Riesgo de Tsunami II o III, determinadas de acuerdo con los procedimientos de la Sección6.5.1.1 usando la fig.6.7-1.

Los componentes y sistemas no estructurales designados asociados con las instalaciones críticas de categoría III de riesgo de tsunami y las estructuras de categoría IV de riesgo de tsunami sujetas a este capítulo deben estar ubicados arriba, protegidos o diseñados de otro modo para inundaciones de acuerdo con la Sección6.15para que puedan prestar sus funciones esenciales inmediatamente después del evento de Tsunami Máximo Considerado.

Nota de usuario:La base de datos geográfica de diseño de tsunamis de la ASCE de los puntos de referencia geocodificados de Runup y los límites de inundación asociados de la zona de diseño de tsunamis está disponible en [<http://asce7tsunami.online>]. El aumento del nivel del mar no se ha incorporado en los mapas de la Zona de Diseño de Tsunami, y cualquier efecto adicional sobre la inundación en el sitio debe evaluarse explícitamente.

#### 6.2 DEFINICIONES

Las siguientes definiciones se aplican únicamente a los requisitos de tsunami de este capítulo. Véase también la fig.6.2-1para una ilustración de algunos términos clave.

**BASE DE GEODATAS DE DISEÑO DE TSUNAMI DE ASCE:**La base de datos de ASCE (versión 2016-1.0) de puntos de referencia geocodificados de Amplitud de tsunami de 328 pies (100 m) de profundidad en alta mar, Hr,y período predominante, Tsu, del Tsunami Máximo Considerado, cifras desagregadas de contribución de fuente de peligro, hundimiento probabilístico, puntos de referencia geocodificados de Inundación y Elevación Runup, y mapas de Zona de Diseño de Tsunami.

**PERFIL BATIMÉTRICO:**Una sección transversal que muestra la profundidad del océano trazada como una función de la distancia horizontal desde un punto de referencia (como la costa).

**SOCRE CANALIZADO:**Socavación que resulta del flujo amplio que se desvía a un área focalizada, como el flujo de retorno en un canal de corriente preexistente o junto a un malecón.

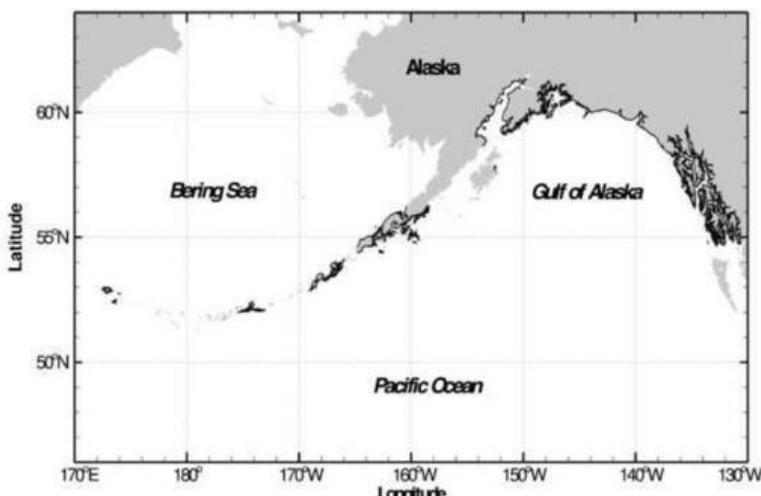
**RELACIÓN DE CIERRE (DE ÁREA PROYECTADA INUNDADA):**Relación del área del recinto, sin incluir el acristalamiento y las aberturas, que se inunda con el área total del plano vertical proyectado de la superficie del recinto inundado expuesta a la presión del flujo.

**PREVENCIÓN DE COLAPSO NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL:**Un estado de daño posterior al evento en el que una estructura tiene componentes dañados y continúa soportando cargas de gravedad pero retiene poco o ningún margen contra el colapso.

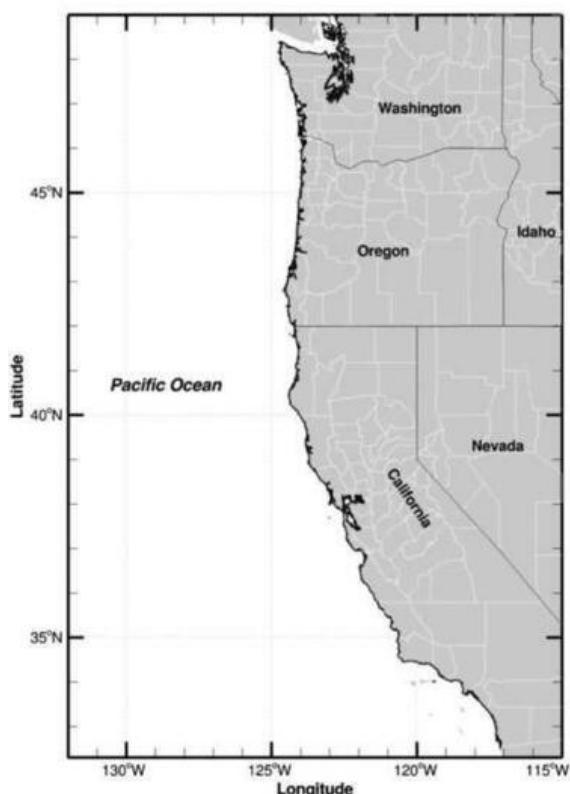
**EQUIPOS CRÍTICOS O SISTEMAS CRÍTICOS:**Componentes no estructurales designados como esenciales para la funcionalidad de la instalación crítica o instalación esencial o que son necesarios para mantener la contención segura de materiales peligrosos.

**INSTALACIÓN CRÍTICA:**Edificios y estructuras que brindan servicios designados por gobiernos federales, estatales, locales o tribales como esenciales para la implementación del plan de gestión de respuesta y recuperación o para el funcionamiento continuo de una comunidad, como instalaciones de energía, combustible, agua , comunicaciones, salud pública, infraestructura de transporte principal y operaciones gubernamentales esenciales. Las instalaciones críticas comprenden todas las instalaciones públicas y privadas que una comunidad considera esenciales para la prestación de servicios vitales, la protección de poblaciones especiales y la prestación de otros servicios de importancia para esa comunidad.

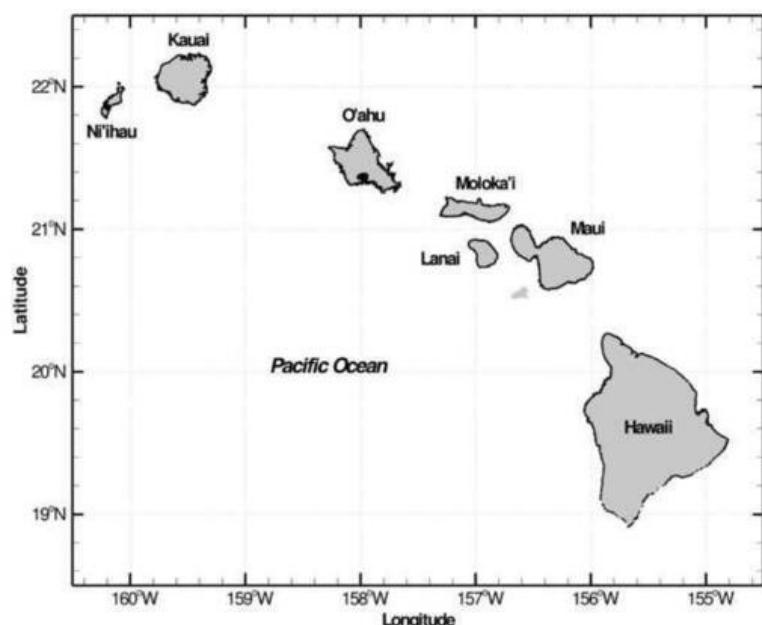
**TONELAJE DE PESO MUERTO (DWT):**El tonelaje de peso muerto (DWT) es el tonelaje de desplazamiento (DT) de un buque menos su peso ligero (LWT). DWT es una clasificación utilizada para la capacidad de carga de un buque que es igual a la suma de los pesos de carga, combustible, agua dulce, agua de lastre, provisiones, pasajeros y tripulación; no incluye el peso del propio buque. Tonelaje de desplazamiento es el peso total de un buque completamente cargado. El peso del buque faro es el peso del buque sin carga, tripulación, combustible, agua dulce, agua de lastre, provisiones, pasajeros o tripulación.



(a) Alaska



(b) Pacific Coast



(c) Hawaii

FIGURA 6.1-1 Extensión de la geodatabase de diseño de tsunamis de ASCE<sup>1</sup>de Puntos de Referencia Geocodificados de Runup y Límites de Inundación Asociados de la Zona de Diseño Tsunami<sup>2</sup>

<sup>1</sup>La Geodatabase de Diseño de Tsunami de ASCE de puntos de referencia geocodificados de Runup y Límites de Inundación asociados de la Zona de Diseño de Tsunami está disponible en <http://asce7tsunami.online>.

<sup>2</sup>El aumento del nivel del mar no se ha incorporado en los mapas de la Zona de Diseño de Tsunami, y cualquier efecto adicional sobre la inundación en el sitio debe evaluarse explícitamente.

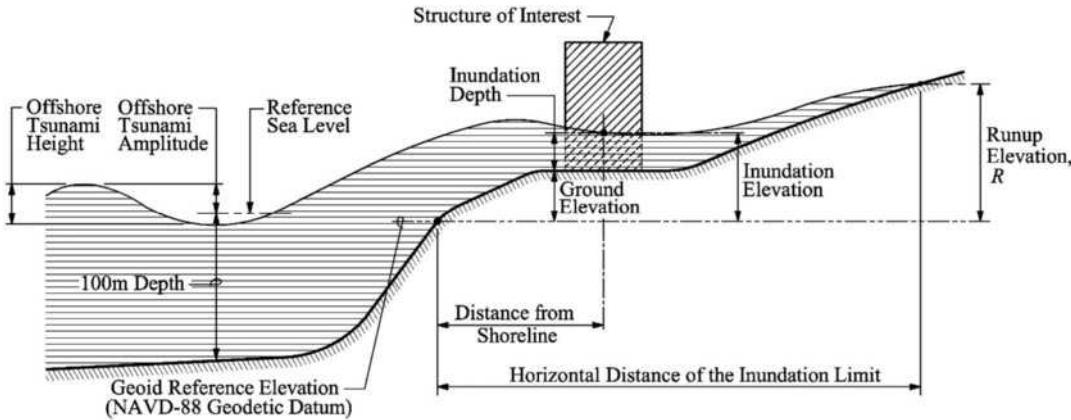


FIGURA 6.2-1 Ilustración de definiciones clave a lo largo de un transecto de flujo en una zona de diseño de tsunami

**FUERZA DEL DISEÑO:** Fuerza nominal multiplicada por un factor de resistencia,  $\phi$ .

**PARÁMETROS DE DISEÑO DE TSUNAMI:** Los parámetros de tsunami utilizados para el diseño, que consisten en las profundidades de inundación y las velocidades de flujo en las etapas de flujo de entrada y salida más críticas para la estructura y el flujo de momento.

**SISTEMAS Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES DESIGNADOS:** Componentes y sistemas no estructurales a los que se les asigna un factor de importancia de componente,  $I_{pags}$ , igual a 1.5 por la Sección 13.1.3 de esta norma.

**ACCIÓN GOBERNADA POR LA DUCTILIDAD:** Cualquier acción sobre un componente estructural caracterizada por fuerza postelástica versus curva de deformación que tiene (1) suficiente ductilidad y (2) resulta de una fuerza impulsiva de corto plazo que no es sostenida.

**ACCIONES DE FUERZA SOSTENIDA:** Cualquier acción sobre un componente estructural caracterizada por una fuerza sostenida o una fuerza postelástica versus una curva de deformación que no está gobernada por la ductilidad debido a la falta de ductilidad suficiente.

**PARA<sub>pgs</sub>NÚMERO DE UDE,F:** Un número adimensional definido por  $Dgh_p$ , donde  $t$  es la velocidad del flujo promediada sobre la sección transversal perpendicular al flujo, que se utiliza para cuantificar la velocidad normalizada del flujo del tsunami en función de la profundidad del agua.

**EROSIÓN GENERAL:** Un desgaste y erosión general de la superficie de la tierra en una porción significativa del área de inundación, excluyendo las acciones de socavación localizadas.

**PLANO DE GRADO:** Un plano de referencia horizontal en el sitio que representa la elevación promedio del nivel del suelo terminado contiguo a la estructura en todas las paredes exteriores. Donde el nivel del suelo terminado se inclina hacia afuera de las paredes exteriores, el plano de pendiente se establece mediante los puntos más bajos dentro del área entre la estructura y el límite de la propiedad o, donde el límite de la propiedad está a más de 6 pies (1,83 m) de la estructura, entre la estructura y puntos a 6 pies (1,83 m) de la estructura.

**ESCENARIO DE TSUNAMI CONSISTENTE A LA PELIGRO:** Uno o más escenarios sustitutos de tsunami generados a partir de las principales regiones de fuentes sísmicas desagregadas que replican las características de forma de onda de tsunami en alta mar de la Fig.6.7-1 y mesa6.7-1 para el sitio de interés, teniendo en cuenta el efecto neto del tratamiento probabilístico de la incertidumbre en la amplitud de las olas en alta mar de los escenarios.

**CARGAS HIDRODINÁMICAS:** Cargas impuestas sobre un objeto por el agua que fluye contra y alrededor de él.

**CARGAS HIDROSTÁTICAS:** Cargas impuestas sobre un objeto por una masa de agua estancada.

**NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE OCUPACIÓN INMEDIATA:** El estado de daño posterior al evento en el que una estructura permanece segura para ocupar.

**CARGAS DE IMPACTO:** Cargas que resultan de escombros u otros objetos transportados por el tsunami de diseño que golpean una estructura o parte de la misma.

**PROFUNDIDAD DE LA INUNDACIÓN:** La profundidad del nivel del agua del tsunami de diseño, incluido el cambio relativo del nivel del mar, con respecto al plano de pendiente en la estructura.

**ELEVACIÓN DE LA INUNDACIÓN:** La elevación de la superficie del agua del tsunami de diseño, incluido el cambio relativo del nivel del mar, con respecto al datum vertical en el Datum vertical norteamericano (NAVD 88).

**LÍMITE DE INUNDACIÓN:** La máxima extensión horizontal tierra adentro de la inundación para el Tsunami Máximo Considerado, donde la profundidad de la inundación por encima del nivel llega a ser cero; la distancia horizontal que está inundada, en relación con la línea de costa definida donde la elevación del Datum vertical norteamericano de 1988 (NAVD 88) es cero.

**NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE SEGURIDAD DE VIDA:** El estado de daño posterior al evento es aquel en el que una estructura tiene componentes dañados pero conserva un margen contra el inicio del colapso parcial o total.

**SORTEO POR LICUEFACCIÓN:** El caso límite de ablandamiento de la presión intersticial asociado con el flujo hidrodinámico, donde la tensión efectiva cae a cero. En suelos no cohesivos, el esfuerzo cortante requerido para iniciar el transporte de sedimentos también cae a cero durante la socavación por licuefacción.

**TSUNAMI COSÍSMICO LOCAL:** Un tsunami precedido por un terremoto con efectos dañinos que se sienten dentro del área subsiguientemente inundada.

**SORTEO LOCAL:** Eliminación de material de una porción localizada de la superficie terrestre, como resultado del flujo alrededor, sobre o debajo de una estructura o elemento estructural.

**TSUNAMI MÁXIMO CONSIDERADO:** Un tsunami probabilístico que tiene una probabilidad del 2% de ser superado en un período de 50 años o un intervalo medio de recurrencia de 2.475 años.

**FLUJO DE IMPULSO:** La cantidad  $p_{shz}$  para una unidad de ancho basada en la velocidad de flujo promediada en profundidad, sobre la profundidad de la inundación, para densidad de fluido equivalente  $\rho_s$ , teniendo las unidades de fuerza por unidad de ancho.

**PERFIL DE LA COSTA CERCANA:** Perfil batimétrico transversal desde la costa hasta una profundidad de agua de 328 pies (100 m).

**AMPLITUD DEL TSUNAMI EN LA COSTA CERCANA:** La amplitud máxima considerada de tsunami inmediatamente frente a la costa a 33 pies (10 m) de profundidad del agua.

**ESTRUCTURA DE INSTALACIONES CRÍTICAS QUE NO CONSTRUYEN:** Estructura no edificable cuya categoría de riesgo de tsunami se designa como III o IV.

**ESTRUCTURA NO EDIFICABLE:** Una estructura que no sea un edificio.

**AMPLITUD DEL TSUNAMI MAR ADENTRO:**Amplitud máxima considerada de tsunami relativa al nivel del mar de referencia, medida donde la profundidad del agua no perturbada es de 328 pies (100 m).

**ALTURA DEL TSUNAMI MAR ADENTRO:**Dimensión vertical de la forma de onda del Tsunami Máximo Considerado desde el valle consecutivo hasta la cresta, medida donde la profundidad del agua no perturbada es de 328 pies (100 m), después de eliminar la variación de la marea.

**ESTRUCTURA ABIERTA:**Una estructura en la que la porción dentro de la profundidad de inundación no tiene una relación de cierre superior al 20 %, y en la que el cierre no incluye ningún Muro Separable de Tsunami, y que no tiene particiones interiores o contenidos que no puedan pasar y salir de la estructura. estructura como escombros transportados por el agua sin obstáculos.

**SORTEO DE PILAS:**Un caso especial de socavación local intensificada que ocurre en un pilote, pilar de puente o estructura esbelta similar.

**SOCORRO POR HUNDIMIENTO:**Un caso especial de socavación local intensificada que ocurre cuando el flujo pasa por encima de una obstrucción completa o casi completa, como una pared de barrera, y cae abruptamente sobre el suelo, excavando una depresión.

**SUAVIZANTE POR PRESIÓN POROSA:**Un mecanismo que mejora la socavación a través del aumento de la presión del agua intersticial generada dentro del suelo durante la carga rápida del tsunami y la liberación de esa presión durante la caída.

**COMPONENTE ESTRUCTURAL PRIMARIO:**Componentes estructurales requeridos para resistir las fuerzas y acciones del tsunami y componentes estructurales inundados del sistema de transporte de cargas por gravedad.

**LITERATURA RECONOCIDA:**Hallazgos de investigaciones publicados y documentos técnicos aprobados por la autoridad competente.

**NIVEL DEL MAR DE REFERENCIA:**El dato del nivel del mar utilizado en el modelo de inundaciones específico del sitio que normalmente se toma como el nivel medio alto del agua (MHWL).

**CAMBIO RELATIVO DEL NIVEL DEL MAR:**El cambio local en el nivel del océano en relación con la tierra, que podría ser causado por el ascenso del océano y/o el hundimiento de la tierra.

**ELEVACIÓN DE CARRERA:**Elevación del terreno en el límite máximo de inundación por tsunami, incluido el cambio relativo del nivel del mar, con respecto al datum de referencia de Norteamérica Vertical Datum 1988 (NAVD 88).

**COMPONENTE ESTRUCTURAL SECUNDARIO:**Un componente estructural que no es primario.

**ESCALADA:**El aumento en la altura y la inclinación de las olas causado por la disminución de la profundidad del agua a medida que la ola se desplaza hacia aguas menos profundas.

**FISIÓN DE SOLITON:**Olas de período corto generadas en el borde frontal de la forma de onda de un tsunami en condiciones de formación de bancos en una pendiente larga y suave del lecho marino o con discontinuidades abruptas en el lecho marino, como arrecifes costeros.

**COMPONENTE ESTRUCTURAL:**Componente de un edificio que proporciona resistencia a la carga por gravedad o a la fuerza lateral como parte de una trayectoria de carga continua hasta los cimientos, incluidas vigas, columnas, losas, arriostramientos, muros, pilares de muro, vigas de acoplamiento y conexiones.

**MURO ESTRUCTURAL:**Una pared que proporciona soporte de transporte de carga por gravedad o una que está diseñada para proporcionar resistencia a la fuerza lateral.

**AUMENTO:**Aumento rápido del nivel del agua que da como resultado un flujo horizontal hacia el interior.

**FLUJO SOSTENIDO DE FLUJO:**Socavación local mejorada que resulta de la aceleración del flujo alrededor de una estructura. La aceleración del flujo y los vórtices asociados aumentan el esfuerzo cortante del fondo y provocan una depresión localizada.

**SOCORRO DEL DEDO DEL PIE:**Un caso especial de socavación local intensificada que ocurre en la base de un malecón o estructura similar en el costado

expuesto directamente al flujo. La socavación de los dedos puede ocurrir ya sea que la estructura esté rebasada o no.

**TRANSECTO TOPOGRAFICO:**Perfil de datos de elevación vertical versus distancia horizontal a lo largo de una sección transversal del terreno, en el que la orientación de la sección transversal es perpendicular o en algún ángulo de orientación específico a la línea de costa.

**TSUNAMI:**Una serie de olas con períodos largos variables, típicamente resultantes del levantamiento o hundimiento del lecho marino inducido por un terremoto.

**AMPLITUD DEL TSUNAMI:**El valor absoluto de la diferencia entre un pico o valle particular del tsunami y el nivel del mar no perturbado en ese momento.

**AGUJERO DEL TSUNAMI:**Un frente de onda roto empinado y turbulento generado en el borde frontal de una forma de onda de tsunami de período largo cuando se eleva sobre pendientes leves del lecho marino o discontinuidades abruptas del lecho marino, como arrecifes costeros o en el estuario de un río, según la Sección 6.6.4. La fisión de solitones en el perfil Nearshore a menudo puede conducir a la aparición de perforaciones de tsunami.

**ALTURA DE LA PERFORACIÓN DEL TSUNAMI:**La altura de una marejada rota de tsunami por encima del nivel del agua frente a la perforación o elevación de grado si la perforación llega a tierra nominalmente seca.

**MURO DE SEPARACIÓN DE TSUNAMI:**Cualquier tipo de muro sujeto a inundación que no se requiera para brindar soporte estructural a un edificio u otra estructura y que esté diseñado y construido de tal manera que, antes del desarrollo de las condiciones de flujo de diseño del Caso de carga de inundación 1, como se define en la Sección 6.8.3.1, el muro colapsará o se desprenderá de tal manera que (1) permita el paso sustancialmente libre de aguas de inundación y escombros externos o internos arrastrados por el agua, incluidos los contenidos del edificio no adheridos y (2) no dañe la estructura ni el sistema de cimientos de apoyo.

**ZONA DE DISEÑO DE TSUNAMI:**Un área identificada en el Mapa de Zona de Diseño de Tsunami entre la línea de costa y el límite de inundación, dentro de la cual se analizan y diseñan estructuras para inundación por el Tsunami Máximo Considerado.

**MAPA DE ZONA DE DISEÑO DE TSUNAMI:**El mapa dado en la Fig. 6.1-1 designando el límite de inundación horizontal potencial del Tsunami Máximo Considerado, o un mapa probabilístico de una jurisdicción estatal o local producido de acuerdo con la Sección 6.7 de este capítulo

**MAPA DE EVACUACIÓN DEL TSUNAMI:**Un mapa de evacuación basado en un mapa de inundación de tsunami basado en escenarios asumidos que es desarrollado y proporcionado a una comunidad por la agencia estatal correspondiente o la NOAA bajo el Programa Nacional de Mitigación de Riesgos de Tsunami. Los mapas de inundación de tsunami para la evacuación pueden tener una extensión significativamente diferente a la de la zona de diseño probabilístico de tsunami, y los mapas de evacuación de tsunami no están destinados a fines de diseño o uso de la tierra.

**REGIÓN PROPENSA A TSUNAMI:**La región costera de los Estados Unidos abordada por este capítulo con probabilidad cuantificada en la literatura reconocida del peligro de inundación por tsunami con un runup superior a 3 pies (0,914 m) causado por terremotos tsunamigénicos de acuerdo con el método de Análisis Probabilístico de Peligro de Tsunami proporcionado en este capítulo.

**CATEGORÍA DE RIESGO DE TSUNAMI:**La categoría de riesgo de la Sección 1.5, modificada para uso específico relacionado con este capítulo por Sección 6.4.

**ESTRUCTURA DE REFUGIO DE EVACUACIÓN VERTICAL DE TSUNAMI:**Una estructura designada y diseñada para servir como punto de refugio al cual una parte de la población de la comunidad puede evacuar por encima de un tsunami cuando no hay terreno elevado disponible.

## 6.3 SÍMBOLOS Y NOTACIÓN

$A_{\text{Haz}}$ = área vertical proyectada de un elemento de viga individual  
 $A_{\text{columna}}$ = área vertical proyectada de una columna individual elemento.  
 $A_{\text{D}}$ =área proyectada vertical de acumulación de escombros que obstruyen relacionado con la estructura  
 $A_{\text{Mu}}$ = área proyectada vertical de un elemento de pared individual  
 $a_1$ = amplitud del pulso adelantado (negativo para un pulso adelantado) depresión tsunami  
 $a_2$ = amplitud del pulso siguiente o segundo segundo =ancho sujeto a fuerza B =ancho total del edificio  
 $C_{\text{bs}}$ =coeficiente de fuerza con losa desprendible  
 $C_{\text{cx}}$ =proporción del coeficiente de cierre  
 $C_{\text{d}}$ =coeficiente de arrastre basado en fuerzas quasi-estacionarias  
 $C_{\text{dis}}$ = coeficiente de descarga por desbordamiento  $C_o$ =coeficiente de orientación (de escombros)  $C_{\text{sv}}$ =coeficiente de socavación de inmersión  
 $re$ =peso muerto  
 $D_a$ =diámetro de la armadura de roca  
 $D_b$ =caída adicional en el nivel de la base de la pared en el lado de un malecón o muro de contención independiente sujeto a socavación por hundimiento  
 $D_s$ =profundidad de socavación DT=desplazamiento Tonelaje DWT = peso muerto  
Tonelaje del buque  
 $m_i$  =carga sísmica  
 $m_{\text{gramo}}$ =cabeza hidráulica en el análisis de línea de grado de energía  
 $m_{\text{mh}}$ =efecto de carga sísmica horizontal, incluyendo over-factor de resistencia, definido en la Sección 12.4.3.1  $F_d$ =fuerza de arrastre sobre un elemento o componente  
 $F_{dx}$ =fuerza de arrastre sobre el edificio o estructura en cada nivel  $F_h$ =fuerza lateral hidrostática desequilibrada  $F_i$ =fuerza de diseño de impacto de escombros  
 $F_{no}$ =fuerza nominal máxima instantánea de impacto de escombros  $F_p$ =fuerza hidrodinámica pags en una pared perforada  
 $F_r$ =número de froude = $t_u/Dgh_p F$   
 $tsu$ =Carga o efecto de tsunami  
 $F_{uw}$ =fuerza lateral uniforme equivalente por unidad de ancho  
 $F_v$ =fuerza de flotación  $F_w$ =carga en pared o muelle  
 $F_{w\theta}$ =fuerza sobre una pared orientada en un ángulo  $\theta$  con respecto al flujo gramo =aceleración causada por la gravedad  
 $h$  =Profundidad de la inundación del tsunami por encima del nivel del terreno en la estructura  
 $H_b$ =altura de la barrera de un dique, malecón o independiente muro de contención  
 $h_{mi}$ =altura inundada de un elemento individual  $h_i$ =profundidad de inundación en el punto  
 $h_{\text{máximo}}$ =profundidad máxima de inundación sobre el nivel del suelo en la estructura  
 $h_o$ =profundidad del agua en alta mar  
 $H_o$ =profundidad a la que se rebasa una barrera por encima de la altura de la barrera  
 $h_r$ =altura de agua residual dentro de un edificio  
 $h_s$ =altura de la losa de piso estructural sobre el plano de pendiente en la estructura  
 $h_{ss}$ =altura de la parte inferior de la losa de piso estructural, tomada plano sobre rasante en la estructura  $h_{sx}$ =altura de la historiaX  
 $H_T$ =Amplitud del tsunami en alta mar determinada a partir de Higo.6.7-1  
 $H_{\text{tsu}}$ = carga causada por la presión lateral de tierra inducida por Tsunami bajo condiciones sumergidas

$I_{\text{tsu}}$ = factor de importancia para las fuerzas del tsunami a tener en cuenta incertidumbre adicional en los parámetros estimados  
 $k$  =rigidez efectiva de los escombros que impactan o del lateral rigidez del elemento estructural impactado  
 $k_s$ = flfactor de densidad de fluido para tener en cuenta el suelo suspendido y otros objetos más pequeños integrados en el flujo que no se consideran en la Sección6.11 L =carga viva  
 $L_{\text{refugio}}$ = efecto de carga viva de asamblea pública en el refugio Tsunami superficie del piso  
 $y_{ow}$ =longitud de un muro estructural  
LWT= buque en rosca Peso del buque  
 $m$ =contabilidad de factores de modificación de la demanda de componentes para la ductilidad esperada, aplicada a la resistencia esperada de la acción de un elemento gobernado por la ductilidad, para obtener la capacidad aceptable del componente estructural en un nivel de desempeño particular cuando se usa un procedimiento de análisis estático lineal  
metrocontenido= masa del contenido en un contenedor de transporte  
MCT = máximo Tsunami Considerado  
metrop=masa de objeto de escombros  
norte =coeficiente de Manning  
PAGS<sub>tu</sub>=presión de elevación sobre losa o edificio horizontal elemento  
PAGS<sub>tu</sub>=presión de levantamiento reducida para losa con abertura q =descarga por unidad de ancho sobre una estructura rematada q ce=resistencia esperada del elemento estructural qcs=resistencia especificada del elemento estructural qud=fuerza gobernada por la ductilidad causada por la gravedad y Tsu-cargando  
qur=fuerza máxima generada en el elemento causada por carga por gravedad y tsunami R = E elevación de carrera de Tsunami mapeada R  
máximo= relación de respuesta dinámica  
Rs=resistencia neta hacia arriba de los elementos de cimentación s=pendiente de fricción de la línea de grado de energía S =carga de nieve  
t =hora  
to=duración del impacto de escombros  
TDZ = Zona de Diseño de Tsunami  
to=tiempo de compensación del tren de ondas  
Trsu= período de ola predominante, o el tiempo desde el inicio de el primer pulso hasta el final del segundo pulso tu = Velocidad de flujo del tsunami tu =velocidad del chorro del flujo de inmersión  
tu<sub>máximo</sub>= velocidad máxima de flujo de Tsunami en la estructura tuv=componente vertical de la velocidad de flujo del Tsunami Vw =volumen de agua desplazado w<sub>gramo</sub>=ancho del espacio de apertura en la losa Ws=peso de la estructura  
x =distancia horizontal tierra adentro desde la costa NAVD 88 X<sub>R</sub>= distancia límite de inundación mapeada tierra adentro desde NAVD 88 costa  
z =elevación del suelo por encima del datum NAVD 88  
a =Coeficiente del número de Froude en la línea de grado de energía Análisis  
β =ángulo de estela efectivo aguas abajo de una obstrucción estructura a la estructura de interés  
y<sub>s</sub>=densidad mínima de peso del fluido para el diseño hidrostático cargas  
y<sub>sudoeste</sub>= densidad de peso efectiva del agua de mar  
Δxi=distancia incremental utilizada en la línea de grado de energía Análisis  
ξ<sub>100</sub>= parámetro de similitud de surf usando 328 pies (100 m) cerca características de las olas de la costa

$\eta$  = elevación de la superficie libre en función del tiempo,  $\eta_0$ , solía hacerlo impulsar la condición límite costa afuera en el contorno de profundidad de 328 pies (100 m)

$\theta$  = ángulo entre el eje longitudinal de un muro y el dirección del flujo

$\phi$  = factor de resistencia estructural

$\rho_s$  = densidad mínima de masa de fluido para el diseño hidrodinámico cargas

$\rho_{\text{pseudoeste}}$  = densidad de masa efectiva del agua de mar

$\varphi$  = pendiente media de pendiente en la estructura  $\varphi_1$  = pendiente promedio de grado en el punto  $\Phi$  = ángulo de pendiente medio del perfil Nearshore  $\psi$  = ángulo entre el chorro de inmersión en el agujero de socavación y la horizontal

$\Omega$  = frecuencia angular de la forma de onda, igual a  $2\pi/T$ , donde  $T$  es el periodo de la onda

$\Omega_0$  = factor de sobreresistencia para la resistencia a la fuerza lateral sistema dado en la Tabla 12.2-1.

#### 6.4 CATEGORÍAS DE RIESGO DE TSUNAMI

Para efectos de este capítulo, las Categorías de Riesgo de Tsunami para edificios y otras estructuras serán las Categorías de Riesgo dadas en la Sección 1.5 con las siguientes modificaciones:

1. Los gobiernos federales, estatales, locales o tribales podrán incluir las instalaciones críticas en la categoría de riesgo de tsunami. III, tales como centrales generadoras de energía, instalaciones de tratamiento de agua para agua potable, instalaciones de tratamiento de aguas residuales y otras instalaciones de servicios públicos no incluidas en la Categoría de Riesgo IV.
2. Las siguientes estructuras no necesitan estar incluidas en la Categoría de Riesgo de Tsunami IV, y los gobiernos estatales, locales o tribales podrán designarlas como Categoría de Riesgo de Tsunami II o III:
  - a. Estaciones de bomberos, instalaciones de ambulancias y garajes para vehículos de emergencia;
  - B. Refugios para terremotos o huracanes;
  - C. Hangares de aviones de emergencia;
  - D. Estaciones de policía que no tienen celdas de detención y que no se requieren únicamente para la respuesta de emergencia posterior a un desastre como una Instalación Crítica.
3. Las Estructuras de Refugio de Evacuación Vertical de Tsunami se incluirán en la Categoría IV de Riesgo de Tsunami.

#### 6.5 ANÁLISIS DE LA PROFUNDIDAD DE INUNDACIÓN DE DISEÑO Y VELOCIDAD DE FLUJO

6.5.1 Edificios y otras estructuras de categoría de riesgo de tsunami II y III. La profundidad de inundación de tsunami máxima considerada y las características de velocidad de flujo de tsunami en un edificio u otra estructura de categoría de riesgo de tsunami II o III se determinarán utilizando el análisis de línea de grado de energía de la sección 6.6 usando el límite de inundación y la elevación del runup del Tsunami Máximo Considerado dado en la Fig. 6.1-1.

El Análisis Probabilístico de Peligro de Tsunami (PTHA) específico del sitio en la Sección 6.7 se permitirá como una alternativa al análisis de línea de grado de energía. Las velocidades específicas del sitio determinadas por PTHA estarán sujetas a la limitación en la Sección 6.7.6.8.

**EXCEPCIÓN:** Para regiones propensas a tsunamis no cubiertas por la Fig. 6.1-1, los procedimientos de la Sección 6.5.1.1 se aplicarán a los edificios y otras estructuras de Categoría de Riesgo de Tsunami II y III.

6.5.1.1. Evaluación preliminar para áreas donde no se dan valores de mapa. Para edificios y otras estructuras de Categoría de Riesgo de Tsunami II y III donde no se muestra un límite de inundación mapeado

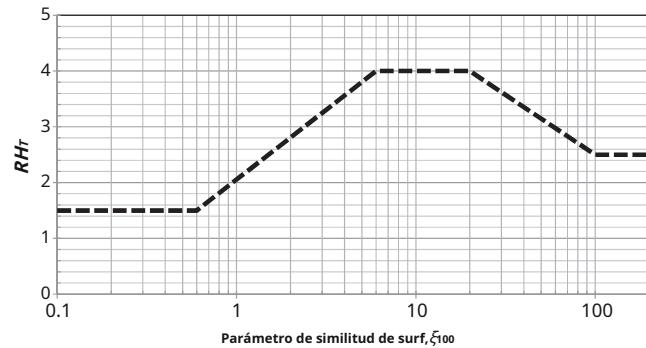


FIGURA 6.5-1. Relación de aceleración  $R/H_r$ , en función de la pendiente media del parámetro de similitud del oleaje  $\xi_{100}$ , donde no hay inundación mapeada  
El límite existe

en la Fig. 6.1-1, la relación entre la elevación del runup del tsunami por encima del nivel máximo medio del agua y la amplitud del tsunami en alta mar,  $R/H_r$ , se permitirá determinar utilizando el parámetro de similitud de surf  $\xi_{100}$ , de acuerdo con las Ecs. (6.5-2a,B,C,D, omi) y la figura 6.5-1.

Parámetro de similitud de surf,  $\xi_{100}$ , para esta aplicación a la ingeniería de tsunamis se determinará de acuerdo con la ecuación. (6.5-1).

$$\xi_{100} = \frac{T_{TSU}}{\frac{\text{gramo}}{\text{cuna } \Phi}} \quad (6.5-1)$$

donde  $\Phi$  es el ángulo medio de la pendiente del Perfil Cercano a la Costa tomado desde la profundidad del agua de 328 pies (100 m) hasta la elevación Promedio de la Marea Alta a lo largo del eje del transecto topográfico para el sitio. Hres la amplitud del tsunami en alta mar, y  $T_{TSU}$  es el período de la ola del tsunami a 328 pies (100 m) de profundidad del agua.  $H_r T_{TSU}$  se dan en la Fig. 6.7-1.

$$\text{para } \xi_{100} \leq 0.6; R/H_r = 1.5 \quad (6.5-2a)$$

$$\text{para } \xi_{100} > 0.6 \text{ y } \xi_{100} \leq 6; \\ R/H_r = 2.50 \% \text{ Iniciar sesión } 10 \delta \xi_{100} \beta - \beta 2.05 \quad (6.5-2b)$$

$$\text{para } \xi_{100} > 6 \text{ y } \xi_{100} \leq 20; R/H_r = 4.0 \quad (6.5-2c)$$

$$\text{para } \xi_{100} > 20 \text{ y } \xi_{100} \leq 100; \\ R/H_r = -2.15 \% \text{ Iniciar sesión } 10 \delta \xi_{100} \beta - \beta 6.80 \quad (6.5-2d)$$

$$\text{para } \xi_{100} > 100; R/H_r = 2.5 \quad (6.5-2e)$$

**EXCEPCIÓN:** Estas ecuaciones no se deben usar cuando se espera que las olas se concentren, como en promontorios, en bahías en forma de V, o cuando se espera que los campos de flujo en tierra varíen significativamente en la dirección paralela a la costa debido a la variabilidad de la costa a lo largo de la costa. topografía.

6.5.2 Edificios y otras estructuras de categoría IV de riesgo de tsunami. El análisis de línea de grado de energía de la sección 6.6 se llevará a cabo para los edificios y otras estructuras de Categoría IV de riesgo de tsunami, y el Análisis probabilístico de peligro de tsunami (PTHA) específico del sitio de la Sección 6.7 también se realizará. Las velocidades específicas del sitio determinadas por la PTHA específica del sitio determinadas como menores que el Análisis de línea de ley de energía estarán sujetas a la limitación en la Sección 6.7.6.8.

Se utilizarán las velocidades específicas del sitio determinadas como mayores que el análisis de línea de grado de energía.

**EXCEPCIÓN:** Para estructuras que no sean Estructuras de refugio de evacuación vertical de tsunamis, no es necesario realizar un Análisis probabilístico de riesgo de tsunami específico del sitio cuando se determine que la profundidad de inundación resultante del Análisis de línea de grado de energía es inferior a 12 pies (3,66 m) en cualquier punto dentro del ubicación de la estructura Categoría IV de Riesgo de Tsunami.

**6.5.3 Cambio del nivel del mar.** Los efectos físicos directos del posible cambio relativo del nivel del mar se considerarán al determinar la profundidad máxima de inundación durante el ciclo de vida del proyecto. Se utilizará un ciclo de vida del proyecto de no menos de 50 años. La tasa mínima de cambio relativo potencial del nivel del mar será la tasa de cambio del nivel del mar registrada históricamente para el sitio. El aumento potencial en el nivel relativo del mar durante el ciclo de vida del proyecto de la estructura se agregará al nivel del mar de referencia y a la elevación del tsunami.

#### 6.6 PROFUNDIDADES DE INUNDACIÓN Y VELOCIDADES DE FLUJO EN FUNCIÓN DEL RUNUP

**6.6.1 Profundidad máxima de inundación y velocidades de flujo basadas en Runup.** Las profundidades máximas de inundación y las velocidades de flujo asociadas con las etapas de inundación por tsunami se determinarán de acuerdo con la Sección 6.6.2. La velocidad de flujo calculada no debe tomarse como inferior a 10 pies/s (3,0 m/s) y no necesita tomarse como mayor que el menor de 1.5D<sub>g</sub> máxima b<sub>1</sub>/z<sub>y</sub> 50 pies/m (15,2 m/s).

Cuando la elevación topográfica máxima a lo largo del transecto topográfico entre la línea de costa y el límite de inundación sea mayor que la elevación de runup, se utilizará uno de los siguientes métodos:

1. El procedimiento específico del sitio de la Sección 6.7.6 se utilizará para determinar la profundidad de inundación y las velocidades de flujo en el sitio, sujeto al rango anterior de velocidades calculadas.
2. Para la determinación de la profundidad de inundación y la velocidad del flujo en el sitio, el procedimiento de la Sección 6.6.2, Energy Grade Line Analysis, se debe utilizar, asumiendo una elevación runup y un límite de inundación horizontal que tiene al menos el 100% de la elevación topográfica máxima a lo largo del transecto topográfico.

**6.6.2 Análisis de línea de grado de energía de profundidades máximas de inundación y velocidades de flujo.** La velocidad máxima y la profundidad máxima de inundación a lo largo del perfil de elevación del terreno

hasta el límite de inundación se determinará mediante el análisis de línea de grado de energía. Las orientaciones de los perfiles de transectos topográficos utilizados se determinarán considerando los requisitos de la Sección 6.8.6.1. La elevación del suelo a lo largo del transecto, z<sub>i</sub>, se representará como una serie de segmentos inclinados lineales, cada uno con un coeficiente de Manning consistente con la fricción de macrorrugosidad del terreno equivalente de ese segmento de terreno. El análisis de línea de grado de energía se realizará de forma incremental de acuerdo con la ecuación. (6.6-1) a través del transecto topográfico en un procedimiento por pasos. ecuación (6.6-1) se aplicará a lo largo del transecto topográfico desde el runup donde la carga hidráulica en el límite de inundación, X<sub>R</sub>, es cero, y la elevación del agua es igual al runup, R, calculando el cambio en la cabeza hidráulica en cada incremento del segmento de terreno hacia la costa hasta llegar al sitio de interés, como se muestra en la Fig. 6.6-1.

$$m_{\text{soldado americano}} = E_{g,i-1} b \delta \varphi_i s_i \Delta x_i \quad (6.6-1)$$

donde

$$m_{\text{soldado americano}} = \text{Altura hidráulica en el puntoyo} = h_{i-1}^{puntoyo} - 1/2 \text{gramo} = h_i D_1 b 0.5 F_{2Rhode Island}^2;$$

h<sub>i</sub>=Profundidad de inundación en el punto; t<sub>ui</sub>=

Velocidad máxima de flujo en el punto;

$\varphi_i$ =Pendiente media del terreno entre puntos y<sub>yo</sub>-1; Rhode Island

=Número de Froude = t<sub>u</sub>/D<sub>g</sub>h<sub>i</sub>; en el punto I;

$\Delta x_i = x_{y-1} - x_i$ , el incremento de la distancia horizontal, que deberá no ser más grueso que 100 pies (30,5 m) de espacio;

X<sub>i</sub>=Distancia horizontal tierra adentro desde la línea de costa NAVD 88 en punto I; y

s<sub>i</sub>=Pendiente de fricción de la línea de grado de energía entre puntos y<sub>yo</sub>-1, se calcula por Eq. (6.6-2).

$$s_i = D_{tui} b / \delta \varphi_i 1.49 / norte b h_4 b = g F_2 \quad \text{Rhode Island} / \delta \varphi_i 1.49 / norte b h_4 b \quad (6.6-2)$$

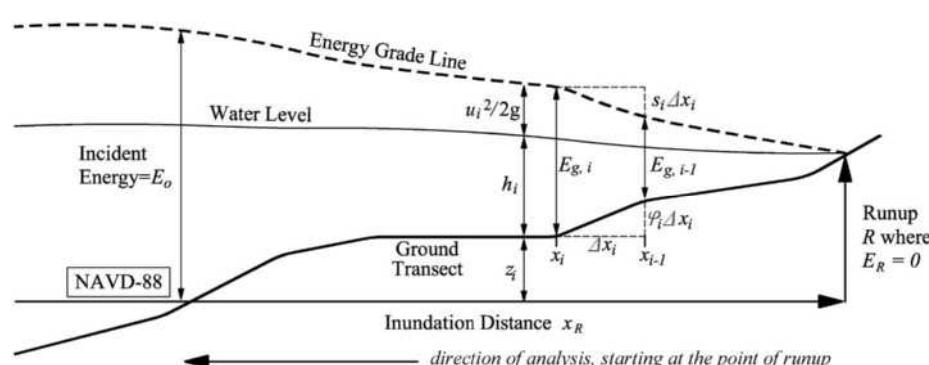
$$s_i = D_{tui} b / \delta \varphi_i 1.00 / norte b h_4 b = g F_2 \quad \text{Rhode Island} / \delta \varphi_i 1.00 / norte b h_4 b \quad (6.6-2.s_i)$$

donde

norte =El coeficiente de Manning del segmento de terreno que se analiza lisado, según Tabla 6.6-1, y m<sub>r</sub>=Carga hidráulica de cero en el punto de arranque

La velocidad se determinará en función de la profundidad de inundación, de acuerdo con el valor prescrito del número de Froude calculado de acuerdo con la Ec. (6.6-3).

$$F_r = \alpha_1 - \frac{X_0.5}{X_R} \quad (6.6-3)$$



Nota: R =Elevación del runup del diseño del tsunami por encima del datum NAVD 88; X<sub>i</sub>=Distancia de inundación de diseño hacia el interior desde la costa NAVD 88; y<sub>i</sub>=Elevación del terreno por encima del datum NAVD 88 en el punto I.

FIGURA 6.6-1 Método de energía para profundidad y velocidad de inundación de tsunami terrestre

Tabla 6.6-1 Rugosidad de Manning,norte,Por energía  
Análisis de línea de rasante

Descripción de la superficie de fricción	norte
Fricción en el fondo del agua costera cerca de la costa	0,025 a 0,03
Terreno o campo abierto	0.025
Todos los otros casos	0.03
Edificios de al menos densidad urbana	0.04

donde se utilizará un valor del coeficiente del número de Froude,  $\alpha$ , de 1,0. Donde se requiere que se consideren perforaciones de tsunami según la Sección 6.6.4, las condiciones de perforación del tsunami especificadas en las Secciones 6.10.2.3 y 6.10.3.3 se aplicarán utilizando los valores de  $h_{miyDhmi}$  tu<sup>2</sup>Pa<sup>2</sup>b<sup>2</sup>aburri evaluado con  $\alpha = 1.3$ .

6.6.3 **Rugosidad del Terreno.** Se permitirá realizar análisis de inundación asumiendo condiciones de suelo desnudo con macrorrugosidad equivalente. La rugosidad del lecho se prescribirá utilizando el coeficiente de Manning norte. Se permitirá el uso de los valores enumerados en la Tabla 6.6-1 u otros valores basados en el análisis del terreno en la literatura reconocida o validados específicamente para el modelo de inundación utilizado.

6.6.4 **Taladros de tsunamis.** Se considerarán perforaciones de tsunami cuando exista alguna de las siguientes condiciones:

1. La pendiente batimétrica predominante cerca de la costa es 1/100 o menos,
2. Se producen arrecifes marginales poco profundos u otras discontinuidades escalonadas similares en taludes batimétricos cerca de la costa,
3. Cuando esté históricamente documentado,
4. Como se describe en la literatura reconocida, o
5. Según lo determinado por un análisis de inundación específico del sitio.

Cuando se considere que se producen perforaciones de tsunami, las condiciones de perforación de tsunami especificadas en las Secciones 6.10.2.3 y 6.10.3.3 se aplicarán.

6.6.5 **Velocidades de flujo amplificadas.** Las velocidades de flujo determinadas en esta sección se ajustarán para la amplificación de flujo de acuerdo con la Sección 6.8.5 según corresponda. El valor ajustado no necesita exceder el límite máximo especificado en la Sección 6.6.1.

## 6.7 PROFUNDIDADES DE INUNDACIÓN Y VELOCIDADES DE FLUJO BASADAS EN ANÁLISIS DE RIESGO DE TSUNAMI PROBABILÍSTICO ESPECÍFICO DEL SITIO

Cuando lo requiera la Sección 6.5, las profundidades de inundación y las velocidades de flujo se determinarán mediante estudios de inundación específicos del sitio que cumplan con los requisitos de esta sección. Los análisis específicos del sitio utilizarán la base de datos geográfica de diseño de tsunamis de la ASCE de puntos de referencia geocodificados de amplitud de tsunami en alta mar y período de forma de onda dominante que se muestra en la Fig. 6.7-1 como entrada a un modelo numérico de inundación o deberá usar un modelo integrado de generación, propagación e inundación que reproduzca la amplitud y el período de la forma de onda del tsunami en alta mar dados de las fuentes sísmicas indicadas en la Sección 6.7.1. La base de datos geográfica de diseño de tsunamis de ASCE de puntos de referencia geocodificados de profundidad de 328 pies (100 m) en alta mar, amplitud de tsunami,  $H_t$ , y Período Predominante,  $T_{TSU}$ , del Máximo Tsunami Considerado está disponible en <http://asce7tsunami.online>.

6.7.1 **Forma de onda del tsunami.** La forma de onda de tsunami utilizada a lo largo del límite en alta mar de la batimetría de 328 pies (100 m) debe ser

construido de acuerdo con la ec. (6.7-1), como se ilustra en la Fig. 6.7-2.

$$\eta = a_1 m_i^{-\frac{1}{2}} \omega \delta t - t_o b_2 m_i^{-\frac{1}{2}} \omega \delta t - T_{TSU}^2 - t_o b_2^2 \quad (6.7-1)$$

donde la altura total de la onda de la forma de onda es =  $a_1 m_i^{-\frac{1}{2}} \omega \delta t - t_o b_2 m_i^{-\frac{1}{2}} \omega \delta t - T_{TSU}^2 - t_o b_2^2$

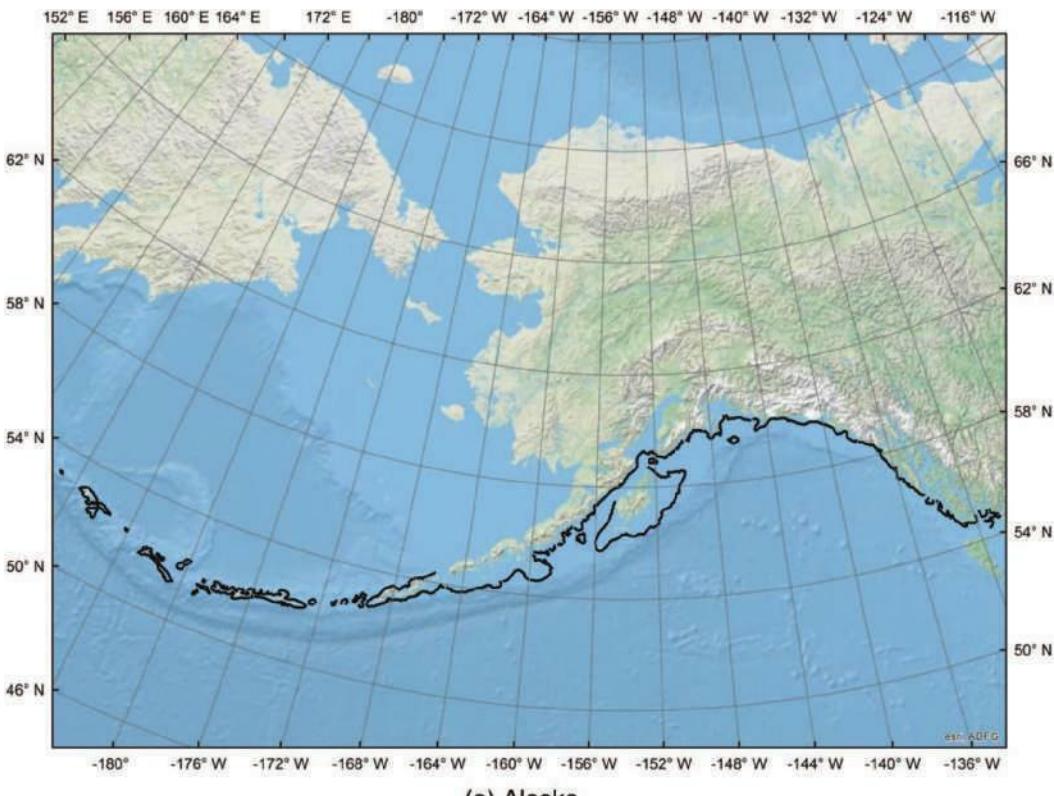
$\eta$  = la elevación de la superficie libre (en pies o m) en función del tiempo,  $y$ , se utiliza para conducir la condición de límite costa afuera en el contorno de profundidad de 328 pies (100 m);  
 **$a_1$  = la amplitud del pulso principal (en ft o m);** será negativo para un tsunami de depresión principal;  
 **$a_2$  = la amplitud del pulso siguiente o segundo (en ft o m);**  $T_{TSU}$  = período de onda, o el tiempo desde el comienzo del primer pulso hasta el final del segundo pulso;  
 **$\omega$  =frecuencia angular de la forma de onda, igual a  $2\pi/T_{TSU}$ ;**  
 **$y$**   
 **$t_o$ =tiempo de compensación del tren de ondas, generalmente establecido igual a  $T_{TSU}$**

Se considerará la posibilidad de amplitudes de avance negativas y positivas del tsunami, con la forma de onda dada por la ecuación. (6.7-1) utilizando los valores de los parámetros proporcionados por la base de datos geográfica de diseño de tsunamis de la ASCE de los puntos de referencia geocodificados que se muestran en la Fig. 6.7-1. Para un modelo numérico de inundación, los valores dados en la Tabla 6.7-1 también se utilizarán para definir al menos dos posibles formas de onda utilizando los valores mínimo y máximo prescritos de  $a_2$ . Un modelo integrado de generación, propagación e inundación que reproduzca la amplitud y el período dados de la forma de onda del tsunami en alta mar de las fuentes sísmicas no necesita usar los valores dados en la Tabla 6.7-1.

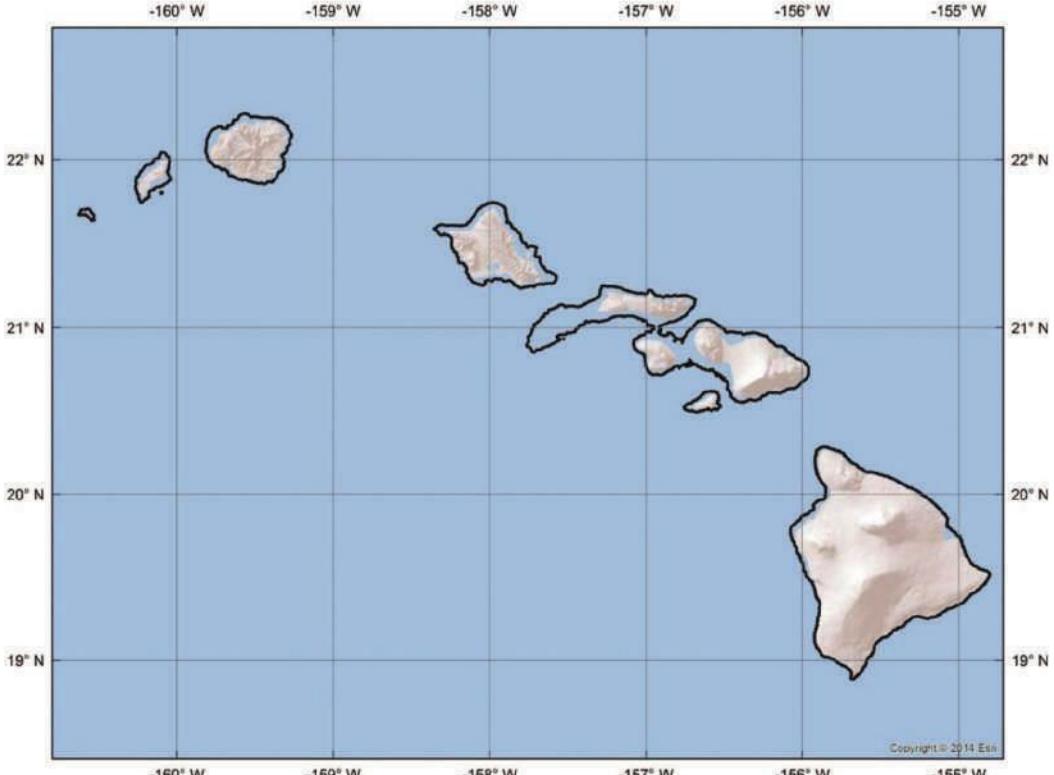
6.7.2 **Fuentes tsunamigénicas.** Las fuentes de tsunamis deberán considerar lo siguiente en la medida en que los peligros probabilísticos estén documentados en la literatura reconocida:

1. **Fuentes de zonas de subducción locales y distantes:** Se permitirá el uso de un sistema de zonas de subducción delimitadas y discretizadas en la cuenca del Pacífico compuesta por sistemas de subfallas rectangulares y sus correspondientes parámetros tectónicos.  
**un.** **Las principales fuentes sísmicas incluirán, entre otras, Alaska: Alaska-Aleutianas, Kamchatka-Kurile; California: Alaska-Aleutianas, Cascadia, Kamchatka-Kuril, Chile-Perú; Hawái: Alaska-Aleutianas, Chile-Perú, Kamchatka-Kuril, Japón, Izu-Bonin-Islas Marianas; y Oregón y Washington: Cascadia, Alaska, Kamchatka-Kuril.**
- B. La magnitud máxima del momento considerada en la distribución de probabilidad de sismicidad deberá incluir los valores dados en la Tabla 6.7-2.
2. **Fuentes de fallas sísmicas locales** en la zona de no subducción capaces de una magnitud de momento de 7 o mayor, incluidas las fuentes de fallas marinas y/o submarinas que son tsunamigénicas.
3. **Fuentes de deslizamientos costeros y submarinos locales** documentados en la literatura reconocida como tsunamigénicos de carrera similar, según lo determinado por evidencia histórica o con probabilidades estimadas dentro de un orden de magnitud de las principales fuentes de fallas sísmicas.

6.7.3 **Funciones de tsunami de origen de unidad de ruptura de terremotos** para amplitud de tsunami en alta mar. El algoritmo de modelado de tsunamis se basará en distribuciones de deslizamiento de ruptura de terremotos para eventos de tsunami, que se permitirá representar mediante una combinación lineal de funciones de fuente unitaria.



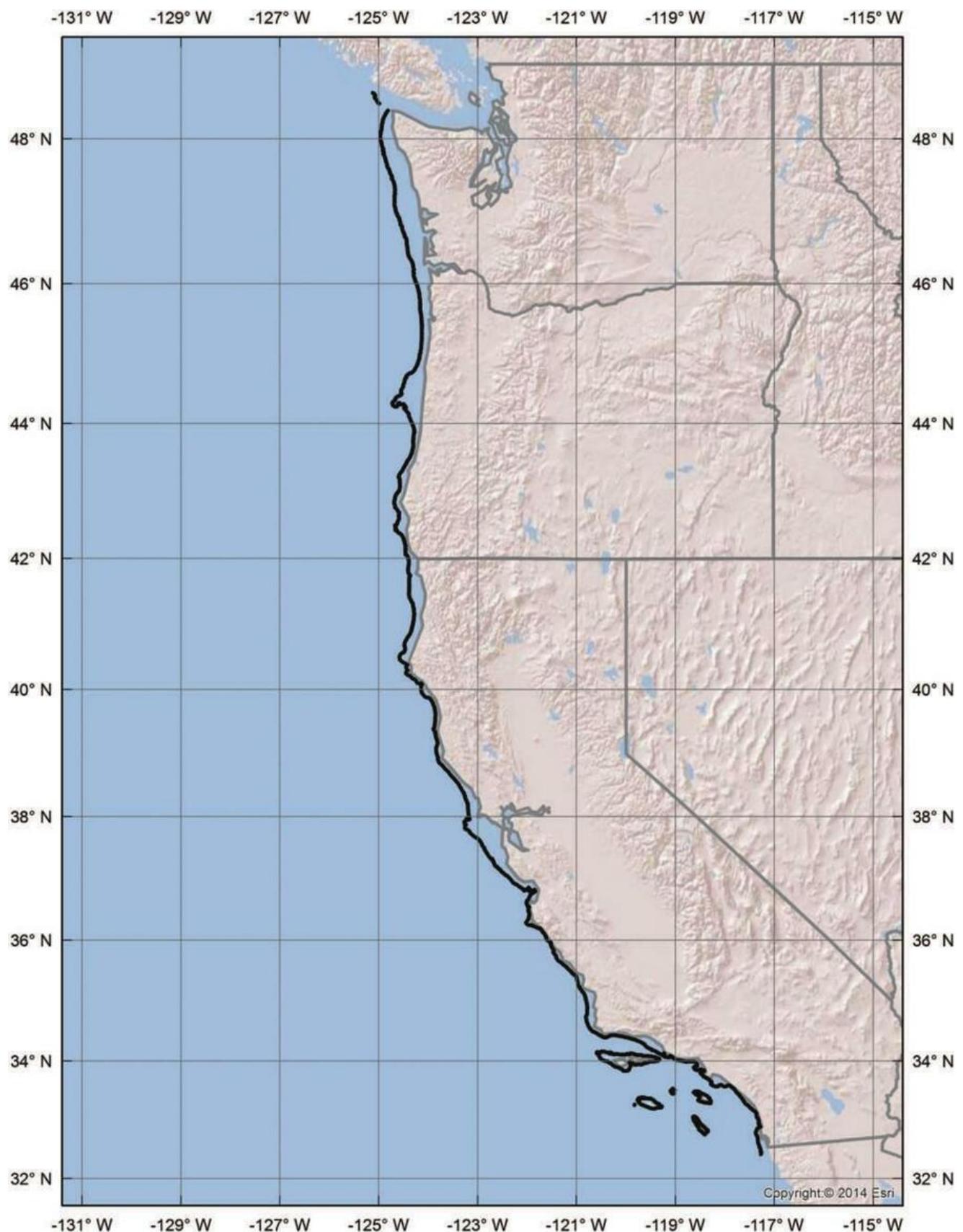
(a) Alaska



(c) Hawaii

Nota: La base de datos geográfica de diseño de tsunamis de ASCE de puntos geocodificados de alta mar (328 pies (100 m)) de profundidad, amplitud de tsunami,  $H_T$ , y Período Predominante,  $T_{TSU}$ , del Máximo Tsunami Considerado está disponible en <http://asce7tsunami.online>.

FIGURA 6.7-1 Extensión de la base de datos geográfica de diseño de tsunamis de ASCE de puntos de referencia geocodificados de alta mar (328 pies (100 m)) de profundidad, tsunami Amplitud,  $H_T$ , y Período Predominante,  $T_{TSU}$ , del Máximo Tsunami Considerado (continúa)



(b) Pacific Coast

FIGURA 6.7-1 (Continuado)

Tabla 6.7-1 Parámetros de formas de onda regionales

Región	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	T <sub>TSU</sub> <sup>B</sup>
Washington	1.0H <sub>T</sub>	-0,61 a -0,82H <sub>T</sub>	30 a 40 minutos
Oregón	1.0H <sub>T</sub>	-0,55 a -0,67H <sub>T</sub>	30 a 45 minutos
California del norte	1.0H <sub>T</sub>	-0,55 a -0,67H <sub>T</sub>	25 a 35 minutos
Sureste de California	1.0H <sub>T</sub>	-0,43 a -0,67H <sub>T</sub>	25 a 35 minutos
Alaska	1.0H <sub>T</sub>	-0,55 a -0,82H <sub>T</sub>	20 a 40 minutos
Hawai	1.0H <sub>T</sub>	-0,67 a -1,0H <sub>T</sub>	25 a 30 minutos

<sup>A</sup>Para una forma de onda de depresión principal, el valle de amplitud precederá a la cresta de amplitud.

<sup>B</sup>El valor de T<sub>TSU</sub> se utilizará si no se proporciona ningún valor mapeado en la Fig.6.7-1.

Tabla 6.7-2 Magnitud máxima del momento

Zona de subducción	Magnitud del momento/peso molecular máx.
Alaska-Aleutianas	9.5
Cascada	9.2
Chile-Perú	9.5
Izu-Bonin-Marianas	9.0
Fosa de Kamchatka-Kurile y Japón	9.4

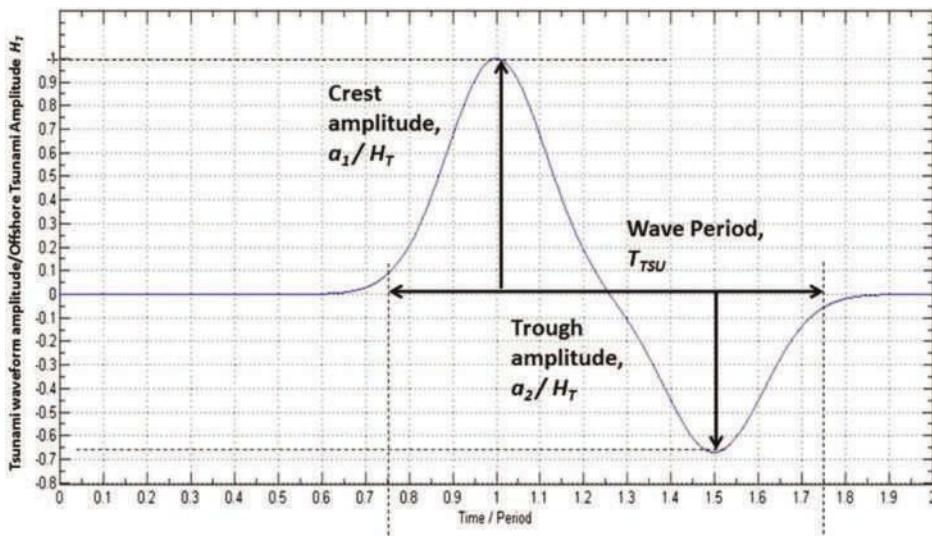


FIGURA 6.7-2 Ilustración de los parámetros de forma de onda del incidente de tsunami en alta mar a 328 pies (100 m) de profundidad

utilizando una base de datos precomputada de las funciones fuente de Tsunami Green.

1. Se permitirá modelar la generación de formas de onda de tsunami mediante la deconstrucción de un tsunami generado por un terremoto en una suma de formas de onda de tsunami individuales compuestas de un conjunto escalado de subfallas de fuente unitaria que describen la ruptura del terremoto en términos de ubicación, orientación y dirección y secuencia de ruptura.
2. Las formas de onda que definen la serie temporal de altura y velocidad de la ola a partir de un deslizamiento unitario en cada subfalla se ponderarán por la distribución real de deslizamiento o ruptura para el evento y luego se sumarán linealmente.
3. El algoritmo tendrá en cuenta el desplazamiento vertical cosmico.

6.7.4 Tratamiento de Modelado e Incertidumbres Naturales. Se utilizará un enfoque de árbol lógico ponderado estadísticamente para tener en cuenta las incertidumbres epistémicas en los parámetros del modelo y se proporcionará una muestra de terremotos tsunamigénicos y sus probabilidades de ocurrencia a partir de datos tectónicos, geodésicos, históricos y de paleotsunamis, y tasas de convergencia de placas estimadas, de la siguiente manera:

1. Subdividir la probabilidad de ocurrencia sistemáticamente para tener en cuenta las variaciones en los parámetros de magnitud, profundidad y geometría de la falla, y ubicación, distribución de deslizamiento,

y extensión de ruptura de eventos consistente con magnitudes máximas, y variación de mareas considerando al menos el Nivel del Mar de Referencia.

2. En la medida en que sea práctico y cuantificable, siga un enfoque de árbol lógico similar para determinar muestras de fuentes de tsunami, como terremotos en zonas de no subducción, deslizamientos de tierra y erupciones volcánicas.

Las incertidumbres aleatorias, como la variabilidad natural en los procesos de origen, las incertidumbres del modelo y la variación de las mareas en relación con los procesos cercanos a la costa y la aceleración de las olas, se incluirán en el análisis probabilístico. Cuando se tengan en cuenta las duraciones largas de las olas con múltiples máximos en la serie temporal de los tsunamis, se permitirá considerar la variabilidad de las mareas seleccionando una elevación racional de las mareas independientemente de una distribución probabilística de las etapas de las mareas para cada máximo de las olas. El truncamiento de las distribuciones aleatorias se elegirá a un nivel apropiado para el período de retorno, pero no deberá ser inferior a una desviación estándar en función de un análisis de regresión de los datos calculados frente a los observados de la Sección 6.7.6.7.2.

6.7.5 Amplitud de tsunami en alta mar. El análisis probabilístico se realizará ya sea por cálculo directo de acuerdo con la Sección 6.7.5.2 o realizando un Análisis Probabilístico de Peligro de Tsunami para una región de interés para producir mapas de peligro de Amplitud de Tsunami en alta mar específicos del sitio y el período de ola predominante a 328 pies (100 m) de profundidad de acuerdo con lo siguiente:

1. Se utilizará un modelo de elevación digital (DEM) de conjuntos de datos globales, regionales y costeros para cubrir el dominio computacional desde las fuentes del tsunami hasta el sitio. La cuadrícula batimétrica del océano deberá tener una resolución DEM más fina que 4,35 mi (7000 m), y el régimen del modelo en alta mar con una profundidad superior a 656 pies (200 m) tendrá una resolución DEM más fina que 3281 pies (1000 m).
2. La deformación de la superficie terrestre se determinará a partir de los parámetros de la fuente sísmica utilizando un modelo de falla plana que tenga en cuenta los cambios verticales del lecho marino.

#### 6.7.5.1 Amplitud de tsunami en alta mar para fuentes sísmicas distantes.La amplitud del tsunami en alta mar se determinará probabilísticamente de acuerdo con lo siguiente:

1. Se utilizará una combinación ponderada de formas de onda de tsunami determinadas para cada segmento de falla unitaria de acuerdo con la distribución de deslizamiento para propagar tsunamis en aguas profundas utilizando las ecuaciones lineales de onda larga, también denominadas ecuaciones de onda de aguas poco profundas, donde la profundidad del agua es mucho menor, que la longitud de onda, para tener en cuenta las variaciones espaciales en la profundidad del fondo marino.
2. La distribución de la amplitud de las olas en alta mar y los parámetros de las olas asociados, incluido el período, se determinarán para la tasa de superación de diseño del Tsunami Máximo Considerado de 2475 años, teniendo en cuenta las incertidumbres por Sección.[6.7.4](#).
3. El análisis deberá incluir el desglose de las fuentes sísmicas y las magnitudes de momento asociadas que en conjunto contribuyan al menos en un 90 % al peligro neto de tsunami en alta mar en el sitio bajo consideración.
4. El valor de la amplitud de la ola de tsunami en alta mar no debe ser inferior al 80% del valor dado por la Fig.[6.7-1](#)para la amplitud máxima considerada de tsunami en alta mar.

#### 6.7.5.2 Cómputo Directo de Inundación Probabilística y Runup.Se permitirá calcular la inundación probabilística y el runup directamente de un conjunto probabilístico de fuentes, caracterizaciones de fuentes e incertidumbres consistentes con la Sección[6.7.2](#), Sección[6.7.4](#), y las condiciones de cómputo establecidas en la Sección[6.7.6](#). Las amplitudes de las olas costa afuera calculadas no serán inferiores al 80% de las amplitudes de las olas dadas en la Fig.[6.7-1](#).

#### 6.7.6 Procedimientos para determinar inundaciones y runups por tsunamis.

##### 6.7.6.1 Parámetros de inundación de diseño representativos.Cada evento de tsunami desagregado se analizará para determinar los parámetros de diseño representativos que consisten en máximos de runup, profundidad de inundación, velocidad de flujo y flujo de momento.

##### 6.7.6.2 Subsidiencia sísmica antes de la llegada del tsunami.Cuando la fuente sísmica sea un evento de subducción local, la inundación de tsunami máxima considerada se determinará para un valor de hundimiento de elevación general que se muestra en la Fig.[6.7-3\(a\)](#)y[6.7-3\(b\)](#)o se calculará directamente para el mecanismo de la fuente sísmica. Las capas del mapa digital GIS de hundimiento están disponibles en la Geodatabase de diseño de tsunamis de ASCE en<http://asce7tsunami.online>.

##### 6.7.6.3 Parámetro de macrorrugosidad del modelo.Se permitirá realizar cartografía de inundación en condiciones de suelo desnudo con macrorrugosidad. Se permite prescribir la rugosidad del lecho utilizando el coeficiente de Manning norte. A menos que se determine lo contrario para el sitio, se utilizará un valor predeterminado de 0,025 o 0,030 para el fondo del océano y en tierra. El uso de otros valores basados en el análisis del terreno se justificará en el

literatura reconocida o deberá ser validado específicamente para el modelo de inundación para puntos de referencia de campo de tsunamis históricos. Cuando se utilicen valores distintos a los predeterminados, los efectos de la degradación de la rugosidad debido a las características de flujo perjudiciales se considerarán en la elección del coeficiente de Manning.

**6.7.6.4 Modelado no lineal de inundación.**Se utilizarán ecuaciones no lineales de olas en aguas poco profundas o técnicas de modelado equivalentes para transformar la amplitud de las olas en alta mar desde una profundidad de 328 pies (100 m) hacia la costa hasta su amplitud de tsunami cerca de la costa y la inundación máxima. Se incluirán los siguientes efectos aplicables a la batimetría:

1. Formación de bancos, refracción y difracción para determinar la amplitud de un tsunami cerca de la costa;
2. Efectos de dispersión en el caso de fuentes de longitud de onda corta, como deslizamientos de tierra y fuentes volcánicas;
3. Ondas reflejadas;
4. Canalizaciones en vanos;
5. Ondas de borde y resonancias de plataforma y bahía;
6. Formación y propagación de perforaciones; y
7. Muelles y espigones portuarios y diques.

**6.7.6.5 Resolución espacial del modelo.**Un modelo de elevación digital (DEM) para la profundidad batimétrica cerca de la costa de menos de 656 pies (200 m) deberá tener una resolución no inferior a 295 pies (90 m). A profundidades batimétricas de menos de 32,8 pies (10 m) y en tierra, el DEM deberá tener una resolución no más gruesa que la resolución más alta disponible de los Modelos digitales de elevación de inundaciones por tsunamis del Centro Nacional de Datos Geofísicos (NGDC) de la NOAA. Si se utiliza un enfoque de cuadrícula anidada, la reducción en el espacio de la cuadrícula entre cuadrículas consecutivas no deberá ser mayor a un factor de 5. Cuando los modelos NGDC de la NOAA no estén disponibles, se permitirá el uso de los mejores datos disponibles del Modelo de elevación digital integrado del USGS. cuando lo apruebe la Autoridad competente.

**6.7.6.6 Entorno Construido.**Si se incluyen edificios y otras estructuras a los efectos de un análisis de flujo más detallado, la resolución del modelo de elevación digital deberá tener una resolución mínima de 10 pies (3,0 m) para capturar la desaceleración y aceleración del flujo en el entorno construido.

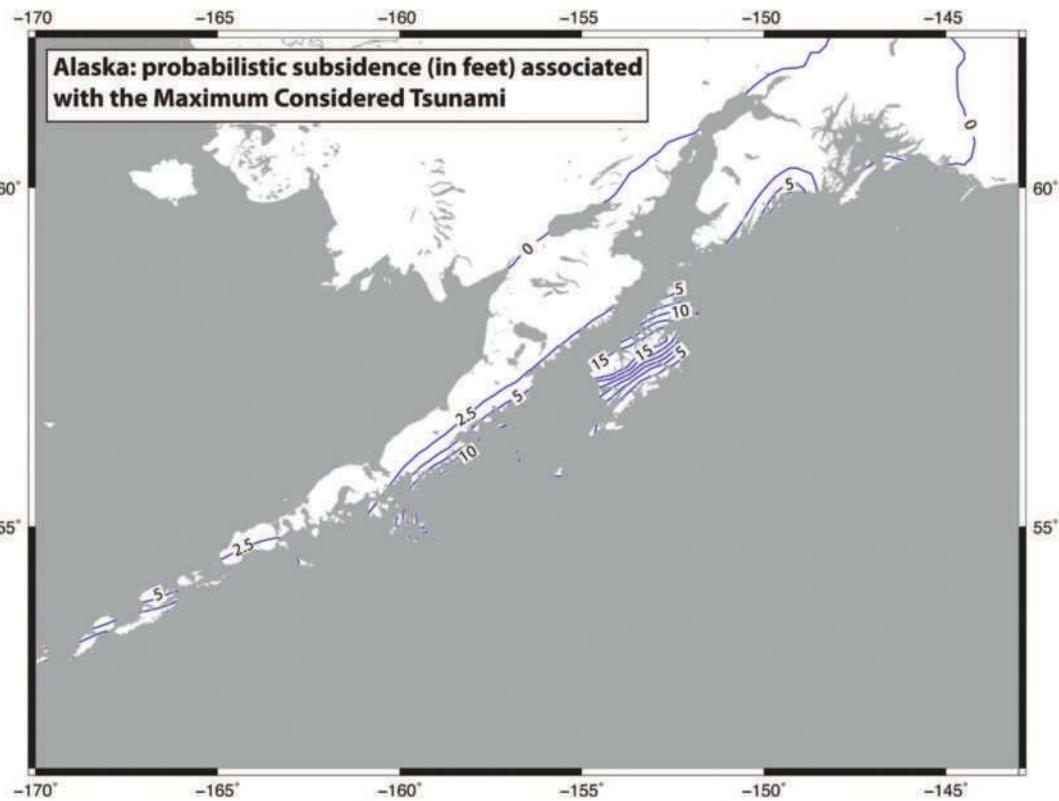
##### 6.7.6.7 Validación del modelo de inundación

**6.7.6.7.1 Datos históricos o de inundación Paleotsunami.**Los resultados del escenario del modelo se validarán con los registros históricos y/o paleotsunamis disponibles.

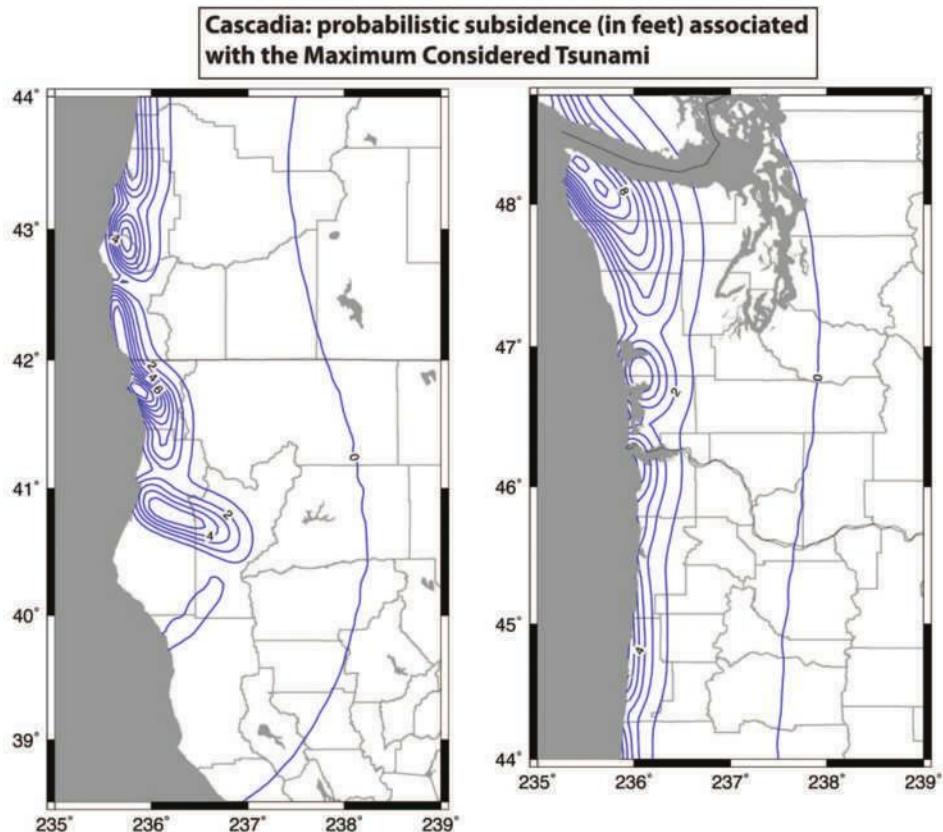
**6.7.6.7.2 Validación del modelo mediante pruebas comparativas.**El modelo de inundación se validará utilizando los criterios de certificación del Programa Nacional de Mitigación de Riesgos de Tsunami (NTHMP) dentro del 10 % proporcionando un rendimiento satisfactorio en una serie de pruebas comparativas de conjuntos de datos conocidos designados por el Grupo Asesor de Validación de Modelos de Tsunami en el Memorándum Técnico de la NOAA OAR PMEL-135, Estándares, criterios y procedimientos para la evaluación de modelos numéricos de tsunamis de la NOAA, modificado por el NTHMP.

**6.7.6.7.3 Formación de perforación de tsunami o fisión de solitón.**En las regiones donde pueda ocurrir la formación de perforaciones, el modelo debe validarse con un escenario independiente en la literatura reconocida, y la aceptabilidad debe determinarse utilizando el runup modelado.

**6.7.6.8 Determinación de los parámetros de flujo de inundación específicos del sitio.**Se determinarán los parámetros de inundación para los escenarios de cada región fuente desagregada. Se deben desarrollar parámetros de flujo probabilísticos para el sitio.



(a) Alaska



(b) Washington, Oregon, and Northern California

Nota: Las capas de hundimiento del mapa digital GIS están disponibles en la Geodatabase de diseño de tsunamis de ASCE en <http://asce7tsunami.online>.

FIGURA 6.7-3 Subsistencia regional del suelo inducida por un terremoto (en pies) asociada con un tsunami máximo considerado causado por un terremoto de subducción local

de la muestra de tsunamis computados y sus probabilidades de ocurrencia. Cada evento de tsunami se analizará para determinar parámetros representativos, como la aceleración máxima, la profundidad de la inundación, la velocidad del flujo y/o el flujo de momento específico mediante cualquiera de las siguientes técnicas:

1. Tomar el promedio ponderado de las ejecuciones de escenarios que abarcan la amplitud de las olas en alta mar para el período de retorno para determinar escenarios de tsunami consistentes con la amenaza. El límite de inundación será determinado por el área que es inundada por las olas del escenario de tsunami consistente con la amenaza de las principales zonas de fuentes sísmicas desagregadas que afectan ese sitio correspondiente al período de retorno Máximo Considerado de Tsunami.
2. Determinar las distribuciones probabilísticas de los parámetros de flujo de la muestra de tsunamis calculados y sus probabilidades de ocurrencia y reconstruir las distribuciones estadísticas de los parámetros de flujo de la profundidad de inundación, la velocidad y el flujo de momento específico en el sitio a partir de los escenarios calculados para al menos tres casos de carga, como se indica en la Sección 6.8.10.

En ambientes urbanos, las velocidades de flujo resultantes en la ubicación de una estructura determinada no deben reducirse del 90% de las determinadas de acuerdo con la Sección 6.6 antes de cualquier ajuste de velocidad causado por la amplificación del flujo. Para otras condiciones de rugosidad del terreno, las velocidades de flujo resultantes en una ubicación de estructura determinada no se deben tomar como menos del 75% de las determinadas de acuerdo con la Sección 6.6 antes de cualquier ajuste de velocidad causado por la amplificación del flujo.

**6.7.6.9 Parámetros de diseño de tsunamis para flujo sobre tierra.** Los parámetros de flujo de la profundidad de la inundación, la velocidad del flujo y/o el flujo de momento específico en el sitio de interés deben capturarse a partir de un análisis de inundación de la historia del tiempo. La profundidad y la velocidad de la inundación del tsunami se evaluarán para el sitio en las etapas de inundación definidas por los Casos de carga en la Sección 6.8.3.1. Si se encuentra que el flujo de momento máximo ocurre a una profundidad de inundación diferente al Caso de carga 2, las condiciones de flujo correspondientes al flujo de momento máximo se deben considerar además de los Casos de carga definidos en la Sección 6.8.3.1.

## 6.8 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL POR EFECTOS DE TSUNAMI

Las estructuras, componentes y cimientos deberán cumplir con los requisitos de esta sección cuando estén sujetos a las cargas y efectos del Tsunami Máximo Considerado.

**6.8.1 Desempeño de los Edificios y Otras Estructuras de Categoría de Riesgo de Tsunami II y III.** Los componentes estructurales, las conexiones y los cimientos de los edificios de la categoría de riesgo II y los edificios de la categoría de riesgo III y otras estructuras deben estar diseñados para cumplir con los criterios de rendimiento estructural para la prevención de colapso o mejor.

**6.8.2 Desempeño de las Instalaciones Críticas de Categoría III de Riesgo de Tsunami y Edificios y Otras Estructuras de Categoría IV de Riesgo de Tsunami.** Las instalaciones críticas de categoría III de riesgo de tsunami y los edificios de categoría IV de riesgo de tsunami y otras estructuras ubicadas dentro de la zona de diseño de tsunami se diseñarán de acuerdo con los siguientes requisitos.

1. Los componentes y equipos operativos no estructurales del edificio necesarios para las funciones esenciales y la elevación de la parte inferior del miembro estructural horizontal más bajo al nivel que soporta dichos componentes y equipos deberán estar por encima de la elevación de inundación del Tsunami Máximo Considerado.

2. Los componentes estructurales y las conexiones en niveles ocupables y cimientos se diseñarán de acuerdo con los criterios de rendimiento estructural de ocupación inmediata. Se permitirán niveles ocupables donde la elevación sea igual o exceda la elevación máxima considerada de inundación por tsunami.

3. Las Estructuras de Refugio de Evacuación Vertical de Tsunami también deberán cumplir con la Sección 6.14.

**6.8.3 Evaluación del Desempeño Estructural.** Se evaluarán la resistencia y la estabilidad para determinar que el diseño de la estructura es capaz de resistir el tsunami en los casos de carga definidos en la Sección 6.8.3.1. Los criterios de aceptación estructural para esta evaluación deberán estar de acuerdo con cualquiera de las Secciones 6.8.3.4 o 6.8.3.5.

**6.8.3.1 Casos de carga.** Como mínimo, se evaluarán los siguientes tres Casos de Carga de Inundación:

1. Caso de carga 1: A una profundidad de inundación exterior que no excede la profundidad máxima de inundación ni la menor de un piso o la altura de la parte superior de las ventanas del primer piso, la condición mínima de fuerza hidrodinámica combinada con fuerza de flotación se evaluará con respecto a la profundidad del agua en el interior. La profundidad del agua interior se evaluará de acuerdo con la Sección 6.9.1.

**EXCEPCIÓN:** El Caso de Carga 1 no necesita aplicarse a Estructuras Abiertas ni a estructuras donde las propiedades del suelo o los cimientos y el diseño estructural previenen la presurización hidrostática perjudicial en la parte inferior de los cimientos y la losa estructural más baja.

2. Caso de carga 2: profundidad a dos tercios de la profundidad máxima de inundación cuando se suponga que la velocidad máxima y el flujo de momento específico máximo ocurren en direcciones de entrada o de retroceso.
3. Caso de carga 3: Profundidad máxima de inundación cuando la velocidad se suponga a un tercio del máximo en direcciones de entrada o de retroceso.

Las profundidades y velocidades de inundación definidas para los casos de carga 2 y 3 se determinarán mediante la Fig. 6.8-1, a menos que se realice un análisis de tsunami específico del sitio de acuerdo con la Sección 6.7.

**6.8.3.2 Factores de Importancia de Tsunami.** Los factores de importancia del tsunami,  $I_{tsu}$ , dado en la Tabla 6.8-1 se aplicará a las cargas hidrodinámicas y de impacto de tsunami en las Secciones 6.10 y 6.11, respectivamente.

**6.8.3.3 Combinaciones de carga.** Las principales fuerzas y efectos del tsunami se combinarán con otras cargas especificadas de acuerdo con las combinaciones de carga de la ecuación (6.8-1):

$$0.9D\beta F_{tsu}\beta H_{tsu} \quad (6.8-1a)$$

$$1.2D\beta F_{tsu}\beta 0.5L\beta 0.2S\beta H_{tsu} \quad (6.8-1b)$$

donde

$F_{tsu}$ = efecto de carga de tsunami para direcciones entrantes y de retroceso de flujo, y

$H_{tsu}$ = carga causada por la presión lateral de la cimentación inducida por un tsunami seguros desarrollados bajo condiciones sumergidas. Donde el efecto neto de  $H_{tsu}$  contrarresta el efecto de carga principal, el factor de carga para  $H_{tsu}$  será 0.9

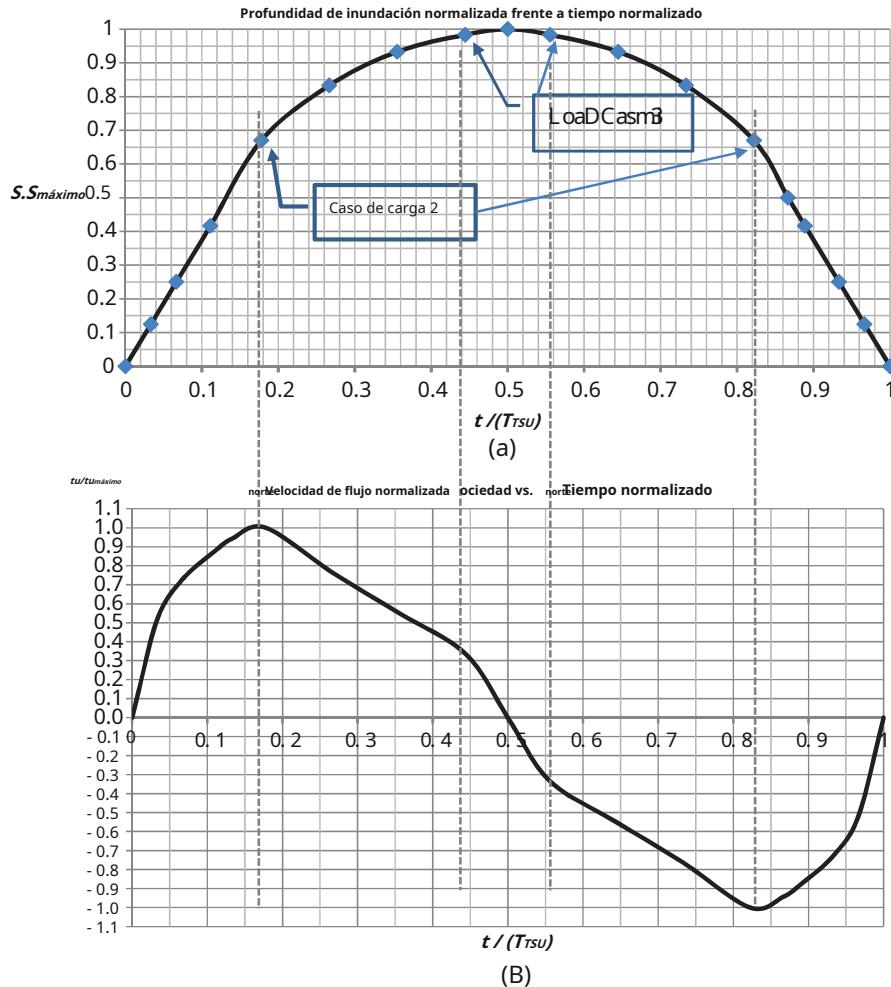


FIGURA 6.8-1 Casos de carga de inundación 2 y 3

Tabla 6.8-1 Factores de Importancia de Tsunami para Hidrodinámica y Cargas de impacto

Categoría de riesgo de tsunami	$I_{tsu}$
II	1.0
tercer	1.25
Tsunami Categoría IV de Riesgo, Refugios de Evacuación Vertical, y Tsunami Categoría de Riesgo III Instalaciones Críticas	1.25

6.8.3.4 Resistencia a fuerzas laterales Sistema Aceptación Criterios. Para evaluar la capacidad del sistema estructural en el Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Humana para resistir los efectos de la fuerza lateral del evento de tsunami de diseño para la Categoría de Diseño Sísmico D, E o F, se permite usar el valor de 0.75 veces el Horizontal requerido. Efecto de carga sísmica,  $m_{sh}$ , que incluye el factor de sobrerresistencia del sistema,  $\Omega_0$ , como se define en el Capítulo 12 de esta norma. Para los objetivos de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata, el sistema resistente a fuerzas laterales deberá ser analizado y evaluado explícitamente.

6.8.3.5 Criterios de aceptación de componentes estructurales. Los componentes estructurales deben diseñarse para las fuerzas que resultan de las fuerzas totales del tsunami en el sistema estructural combinadas con

cualquier acción resultante causada por las presiones del tsunami actuando localmente sobre los componentes estructurales individuales para esa dirección de flujo. Los criterios de aceptación de los componentes estructurales deben estar de acuerdo con la Sección 6.8.3.5.1, o de acuerdo con procedimientos alternativos de 6.8.3.5.2 o 6.8.3.5.3, según corresponda.

6.8.3.5.1 Criterios de aceptabilidad por resistencia de diseño de componentes. Las fuerzas internas y los desplazamientos del sistema se determinarán utilizando un análisis estático, linealmente elástico. Los criterios de desempeño estructural requeridos en la Sección 6.8.1, Sección 6.8.2, y Sección 6.8.3, según corresponda, se considerará que cumple si se demuestra que la resistencia de diseño de los componentes estructurales y las conexiones es mayor que el Tsunami Máximo Considerado cargas y efectos calculados de acuerdo con las combinaciones de carga de la Sección 6.8.3.3. Los factores de resistencia del material,  $\phi$ , se utilizarán según lo prescrito en las normas específicas del material para el componente y el comportamiento en consideración.

#### 6.8.3.5.2 Criterios alternativos basados en el desempeño

6.8.3.5.2.1 Procedimientos de análisis alternativos. Se permitirá utilizar un procedimiento de análisis estático lineal o no lineal. En un procedimiento de análisis estático lineal, los edificios y estructuras deben modelarse utilizando una rigidez efectiva equivalente consistente con el valor de la secante en o cerca del punto de fluencia. Para un procedimiento de análisis estático no lineal, un modelo matemático que incorpore directamente

las características de carga-deformación no lineales de los componentes individuales de la estructura deben estar sujetas a cargas que aumentan monótonamente hasta que se alcancen las fuerzas de tsunami y las acciones aplicadas requeridas. Para los procedimientos de análisis estático no lineal, las capacidades de deformación esperadas deben ser mayores o iguales a las demandas de deformación máximas calculadas en las fuerzas de tsunami requeridas y las acciones aplicadas. Para impactos de escombros, se permitirá utilizar un procedimiento de análisis dinámico no lineal. En el caso de edificios y estructuras de categoría IV de riesgo de tsunami, se realizará una revisión por pares independiente como parte de una revisión del diseño basado en el desempeño por parte de la autoridad competente.

**6.8.3.5.2.2 Criterios de aceptabilidad de componentes estructurales alternativos.** Todas las acciones se clasificarán como acciones gobernadas por la ductilidad o acciones sostenidas por la fuerza según el comportamiento inelástico del componente y la duración del efecto de la carga, de la siguiente manera:

1. Las fuerzas de fluidos en los componentes estructurales primarios y secundarios detallados de acuerdo con los requisitos de las categorías de diseño sísmico D, E o F se evaluarán como acciones sostenidas por fuerzas.
2. Los impactos de los escombros y los efectos del asentamiento de los cimientos en los componentes estructurales primarios y secundarios se evaluarán como acciones regidas por la ductilidad.
3. Los impactos de escombros y los efectos de asentamiento de cimientos en componentes estructurales primarios y secundarios no detallados de acuerdo con la categoría de diseño sísmico D, E o F se evaluarán como acciones de fuerza sostenida.

Para acciones sostenidas por fuerzas, los componentes estructurales deben tener resistencias de diseño especificadas mayores o iguales a las fuerzas máximas de diseño. Se permitirá que las acciones sostenidas por la fuerza satisfagan la ecuación. (6.8-2):

$$q_{cs} \geq q_{UF} \quad (6.8-2)$$

donde

$q_{cs}$ =Resistencia especificada del elemento estructural y  $q_{UF}$ =Fuerza máxima generada en el elemento debido a Cargas de gravedad y tsunami.

Se permitirá el uso de las propiedades esperadas del material, tal como se definen en ASCE 41 (2014), para acciones regidas por la ductilidad. Los resultados de un procedimiento de análisis lineal no deberán exceder los criterios de aceptación de componentes para procedimientos lineales de ASCE 41 (2014), Capítulos 9a través de 11, para los criterios de desempeño estructural aplicables requeridos para la Categoría de Riesgo de Tsunami del edificio o estructura. Se permitirá que las acciones gobernadas por ductilidad satisfagan la ecuación. (6.8-3):

$$mQ_{CE} \geq q_{UD} \quad (6.8-3)$$

donde

$m$ =Factor de modificación de la demanda del componente definido en ASCE 41 (2014) para dar cuenta de la ductilidad esperada en el nivel de desempeño estructural requerido;

$Q_{CE}$ =Resistencia esperada del elemento estructural determinada en de acuerdo con ASCE 41 (2014); y

$q_{UD}$ =Fuerza gobernada por la ductilidad causada por la carga del tsunami

**6.8.3.5.3 Aceptabilidad Alternativa por Prevención de Colapso Progresivo.** Cuando las cargas o los efectos de un tsunami superen los criterios de aceptabilidad de un elemento estructural o cuando sea necesario soportar cargas de impacto extraordinarias, se permitirá comprobar la

capacidad de carga residual de la estructura, asumiendo que el elemento ha fallado, de acuerdo con la Sección 2.5.2.2 y un procedimiento alternativo de colapso progresivo de trayectoria de carga en la literatura reconocida.

**6.8.4 Densidad mínima de fluidos para cargas de tsunami.** Densidad de peso específico del agua de mar  $\gamma_s$  tomará como 64.0 lb/pie<sup>3</sup> (10 kN/metro<sup>3</sup>). Densidad de masa de agua de mar  $\rho_s$  tomará como 2.0 slugs por pie cúbico (sl/pie<sup>3</sup>) (1.025 kg/metro<sup>3</sup>). La densidad mínima de peso específico del fluido y para determinar las cargas hidrostáticas de tsunami que tienen en cuenta los sólidos en suspensión y los objetos más pequeños incrustados en el flujo de escombros deben ser

$$\gamma_s = k_s \gamma_{s\text{dudoeste}} \quad (6.8-4)$$

La densidad mínima de masa del fluido,  $\rho_s$ , para determinar las cargas hidrodinámicas de los tsunamis que tienen en cuenta los sólidos en suspensión y los objetos más pequeños incrustados en el flujo de escombros, se

$$\rho_s = k_s \rho_{s\text{dudoeste}} \quad (6.8-5)$$

donde  $k_s$ , factor de densidad del fluido, se tomará como 1.1.

**6.8.5 Amplificación de la velocidad del flujo.** Se debe permitir que se considere el efecto de la obstrucción de edificios y estructuras aguas arriba en un sitio que esté expuesto a las condiciones de difracción del flujo dadas en la Sección 6.8.5.1 por cualquiera de los siguientes:

1. Un análisis de inundación específico del sitio que incluye el modelado del entorno construido de acuerdo con la Sección 6.7.6.6, o
2. El entorno construido se considera en la selección de la rugosidad de la Tabla de Manning 6.6-1 de acuerdo con el Análisis de Línea de Grado de Energía de la Sección 6.6.2, o
3. Modelado físico o numérico específico del sitio de acuerdo con la Sección 6.8.5.2 o Sección 6.8.10, según corresponda.

**6.8.5.1 Estructuras Obstructivas Aguas Arriba.** El efecto de las obstrucciones aguas arriba sobre el flujo se debe considerar cuando las obstrucciones son estructuras cerradas de hormigón, mampostería o construcción de acero estructural ubicadas dentro de los 500 pies (152 m) del sitio, y se aplican las dos condiciones siguientes:

1. Las estructuras tienen un ancho en planta de más de 100 pies (30,5 m) o el 50 % del ancho de la estructura aguas abajo, lo que sea mayor.
2. Las estructuras existen dentro del sector entre 10 y 55 grados a cada lado del vector de flujo alineado con el tercio central del ancho de la estructura aguas abajo.

**6.8.5.2 Amplificación de la velocidad del flujo mediante modelado físico o numérico.** Se permitirá evaluar el efecto de las estructuras aguas arriba sobre la velocidad del flujo en un sitio aguas abajo utilizando modelos numéricos o físicos específicos del sitio, como se describe en la Sección 6.7.6.6 o 6.8.10. La velocidad determinada para una inundación de "tierra desnuda" deberá ser amplificada para las condiciones de la Sección 6.8.5.1. No se permite que este análisis reduzca la velocidad del flujo excepto para contramedidas estructurales diseñadas de acuerdo con la Sección 6.13.

#### 6.8.6 Direccionalidad del Flujo

**6.8.6.1 Dirección del Flujo.** El diseño de estructuras para cargas y efectos de tsunami deberá considerar las condiciones de flujo entrante y saliente. Se supondrá que la dirección de entrada principal varía en -22,5 grados desde el transecto perpendicular a la orientación de la línea de costa promediada sobre 500 pies (152 m) a cada lado del sitio. El centro de rotación de la variación de transectos.

se ubicará en el centro geométrico de la estructura en planta en el plano de pendiente.

**6.8.6.2 Direccionalidad específica del sitio.** Un análisis de inundación específico del sitio realizado de acuerdo con la Sección 6.7.6 Se permitirá su uso para determinar la direccionalidad del flujo, siempre que se suponga que las direccionalidades así determinadas varían en al menos -10 grados.

**6.8.7 Relación mínima de cierre para la determinación de la carga.** Las cargas sobre los edificios se calcularán asumiendo una relación de cierre mínima del 70 % del área inundada proyectada a lo largo del perímetro de la estructura, a menos que se trate de una Estructura Abierta según se define en la Sección 6.2. El efecto de carga de la acumulación de escombros contra o dentro de la Estructura Abierta se considerará utilizando una relación de cierre mínima del 50 % del área proyectada inundada a lo largo del perímetro de la Estructura Abierta. Las Estructuras Abiertas no necesitan estar sujetas al Caso de Carga 1 de la Sección 6.8.3.1.

**6.8.8 Número Mínimo de Ciclos de Flujo de Tsunami.** El diseño deberá considerar un mínimo de dos ciclos de entrada y salida de tsunami, el primero de los cuales se basará en una profundidad de inundación del 80 % del Tsunami Máximo Considerado (MCT), y se supondrá que el segundo ocurrirá con el Tsunami Máximo Considerado (MCT). Profundidad de la inundación del tsunami en el sitio. Efectos de socavación local determinados de acuerdo con la Sección 6.12, causada por el primer ciclo, se supondrá que ocurre al 80% de la profundidad de inundación del MCT en el sitio y se considerará como una condición inicial del segundo ciclo.

**6.8.9 Efectos sísmicos sobre los cimientos que preceden a la zona de subducción local Máximo considerado Tsunami.** Donde se designa en la Fig. 6.7-3 como un sitio sujeto a un tsunami de zona de subducción local debido a un terremoto de subducción en alta mar, la estructura debe diseñarse para los efectos cosísmicos anteriores. Los cimientos de la estructura se diseñarán para resistir el movimiento sísmico anterior y los efectos asociados según el Capítulo 11 de esta norma utilizando la Media Geométrica Máxima Considerada de Terremoto (MCEGRAMO) Aceleración máxima del terreno de las Figs. 22-7, 22-8 y 22-9. El diseño de los cimientos del edificio deberá incluir los cambios en la superficie del sitio y las propiedades del suelo in situ resultantes del evento sísmico de diseño como condiciones iniciales para el evento de tsunami de diseño posterior. El informe de la investigación geotécnica deberá incluir la evaluación de los efectos de cimentación en referencia a los efectos sísmicos que precedieron al tsunami, la consideración de la inestabilidad de taludes, la llicuefacción, el asentamiento total y diferencial, el desplazamiento de la superficie causado por fallas y la expansión lateral o el flujo lateral sísmicamente inducidos. Los requisitos adicionales de la Sección 6.12 también se evaluará.

**6.8.10 Modelado físico del flujo, las cargas y los efectos de los tsunamis.** Se permitirá el modelado físico de cargas y efectos de tsunamis como una alternativa a los procedimientos prescriptivos en las Secciones 6.8.5 (amplificación de la velocidad del flujo), 6.10 (cargas hidrodinámicas), 6.11 (cargas de impacto de escombros), y 6.12 (diseño de cimientos), siempre que cumpla con todos los siguientes criterios:

1. La instalación o instalaciones utilizadas para el modelado físico deberán ser capaces de generar flujos y profundidades de inundación a la escala adecuada, como se especifica para los Casos de carga en la Sección 6.8.3.1.
2. La instalación de prueba se configurará de modo que los reflejos y los efectos de borde no afecten significativamente a la sección de prueba durante la duración de los experimentos.
3. Los factores de escala utilizados en el modelado físico no serán inferiores a los que se muestran en la Tabla 6.8-2. Pruebas de modelos a escala no

Tabla 6.8-2 Factores de escala mínimos para modelado físico

Elemento modelo	Factor de escala mínimo
Edificios individuales	1:25
Modelado de flujo para grupos de edificios Componentes estructurales (p. ej., muros, columnas, pilares)	1:200
Investigaciones geotécnicas	1:10
	1:5

abordado directamente en la tabla 6.8-2 incluirá una justificación de la aplicabilidad del modelo y los procedimientos de escalado.

4. Los impactos con escombros de componentes totales o parciales se ensayarán a escala real a menos que vayan acompañados de una justificación de la idoneidad de los ensayos a escala en términos de hidrodinámica y mecánica estructural, así como de propiedades del material.
5. El informe de los resultados de la prueba debe incluir una discusión sobre la precisión de la generación de condiciones de carga y los efectos de escala causados por consideraciones dinámicas y cinemáticas, incluida la respuesta dinámica de las estructuras y los materiales de prueba.
6. Los resultados de las pruebas se ajustarán para tener en cuenta la densidad efectiva, según se calcula en la Sección 6.8.4.
7. Los resultados de las pruebas se ajustarán por el factor de importancia de la sección 6.8.3.2.
8. Los resultados de las pruebas incluirán los efectos de la direccionalidad del flujo de acuerdo con la Sección 6.8.6. Esta inclusión se puede lograr mediante pruebas directas de flujo en diferentes ángulos de incidencia o mediante una combinación de modelos numéricos y físicos que tengan en cuenta la direccionalidad del flujo.

## 6.9 CARGAS HIDROSTÁTICAS

**6.9.1 Flotabilidad.** El peso neto reducido causado por la flotabilidad debe evaluarse para todos los elementos estructurales y no estructurales designados inundados del edificio de acuerdo con la ecuación. (6.9-1). El levantamiento causado por la flotabilidad debe incluir espacios cerrados sin muros separables por tsunami que tengan un área de apertura inferior al 25 % del área del muro exterior inundado. La flotabilidad también incluirá el efecto del aire atrapado debajo de los pisos, incluidas las losas estructurales integrales, y en espacios cerrados donde las paredes no están diseñadas para romperse. Se permitirá que todas las ventanas, excepto aquellas diseñadas para el impacto de escombros transportados por el viento o la carga explosiva de misiles grandes, se consideren abiertas cuando la profundidad de la inundación alcance la parte superior de las ventanas o la resistencia esperada del vidriado, lo que sea menor. El desplazamiento volumétrico de los elementos de cimentación, excluidas las cimentaciones profundas, se incluirá en este cálculo de levantamiento.

$$F_v = \gamma_s V_w \quad (6.9-1)$$

**6.9.2 Fuerza hidrostática lateral desequilibrada.** Los muros estructurales inundados con aberturas de menos del 10 % del área del muro y con una longitud superior a 30 pies (9,14 m) sin muros separables contra tsunamis adyacentes o que tengan una configuración de muro estructural perimetral de dos o tres lados, independientemente de la longitud, deben estar diseñados para resistir una fuerza hidrostática lateral desequilibrada dada por la ecuación. (6.9-2), que ocurre durante los casos de flujo de entrada del Caso de carga 1 y el Caso de carga 2 definidos en la Sección 6.8.3.1. En condiciones donde el flujo sobrepasa la pared,  $h_{\text{máximo}}$  en la ecuación (6.9-2) se sustituye por la altura del muro.

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma_B h_{\text{máximo}}^2 \quad (6.9-2)$$

6.9.3 Carga de Sobrecarga de Agua Residual en Pisos y Paredes. Todos los pisos horizontales por debajo de la profundidad máxima de inundación deben diseñarse para carga muerta más una sobrecarga de presión de agua residual,  $p_{agsr}$ , dada por la Ec. (6.9-3). Los muros estructurales que tienen el potencial de retener agua durante la extracción también deben diseñarse para la presión hidrostática del agua residual.

$$p_{agsr} = \gamma_s h_r h_r = h_{máximo} - h_s \quad (6.9-3)$$

donde  $h_s$ =parte superior de la elevación de la losa del piso. Sin embargo,  $h_r$  no necesita exceder la altura de la porción continua de cualquier elemento estructural perimetral en el piso.

6.9.4 Presión de sobrecarga hidrostática en la cimentación. La presión de sobrecarga hidrostática causada por la inundación del tsunami se calculará como

$$p_{agss} = \gamma_s h_{máximo} \quad (6.9-4)$$

## 6.10 CARGAS HIDRODINÁMICAS

Las cargas hidrodinámicas se determinarán de acuerdo con esta sección. El sistema resistente a fuerzas laterales de la estructura y todos los componentes estructurales por debajo de la elevación de inundación en el sitio deben estar diseñados para las cargas hidrodinámicas dadas en cualquiera de las Secciones 6.10.1o6.10.2. Todos los componentes de muros y losas también deben diseñarse para todas las cargas aplicables que se indican en la Sección6.10.3.

6.10.1 Presión Estática Lateral Uniforme Equivalente Simplificada. Se permitirá tener en cuenta la combinación de cualquier carga hidrostática e hidrodinámica lateral desequilibrada aplicando una presión uniforme máxima equivalente,  $p_{agsuw}$ , determinado de acuerdo con la Ec. (6.10-1), aplicado sobre 1,3 veces la profundidad de inundación máxima calculada  $h_{máximo}$ en el sitio, en cada dirección del flujo.

$$p_{agsuw} = 1.25 I_{tsu} \gamma_s h_{máximo} \quad (6.10-1)$$

### 6.10.2 Fuerzas laterales hidrodinámicas detalladas

6.10.2.1 Fuerza de arrastre general sobre edificios y otras estructuras. El sistema de resistencia a fuerzas laterales del edificio debe diseñarse para resistir las fuerzas de arrastre generales en cada nivel causadas por el flujo entrante o saliente en el caso de carga 2 dado por las Ecs. (6.10-2) y (6.10-3).

$$F_{dx} = \frac{1}{2} \rho I_{tsu} C_d C_x B D h_u z^2 \quad (6.10-2)$$

donde  $C_d$ es el coeficiente de arrastre para el edificio como se indica en la Tabla6.10-1y donde  $C_x$ se determina como

$$C_x = \frac{PAGS}{D A_{columna} b A_{muerto} b + 1.5 A_{Haz}} \quad (6.10-3)$$

$y A_{columna}$ y  $A_{muerto}$ son las áreas verticales proyectadas de todos los elementos individuales de columna y pared.  $A_{Haz}$ es el área proyectada vertical combinada del borde de la losa frente al flujo y la viga más alta expuesta lateralmente al flujo. La suma de estas áreas de columnas, paredes y vigas se divide por el área total de la pared del edificio de ancho  $B$ veces el promedio de las alturas de los pisos,  $h_{sx}$ , por encima y por debajo de cada nivel para cada piso por debajo de la altura de inundación del tsunami para cada uno de los tres Casos de Carga especificados en la Sección 6.8.3.1. Cualquier muro estructural o no estructural que no sea un muro separable de tsunami se incluirá en el

Tabla 6.10-1 Coeficientes de arrastre para estructuras rectilíneas

Ancho a profundidad de inundación <sup>a</sup>	Proporción $B/h_{sx}$	Coeficiente de arrastre $C_o$
<12		1.25
12 a 24		1.3
26		1.4
36		1.5
60		1.75
100		1.8
≥120		2.0

<sup>a</sup>Profundidad de inundación para cada uno de los tres casos de carga de inundación especificados en la Sección6.8.3.1. La interpolación se utilizará para los valores intermedios de la relación entre el ancho y la profundidad de la inundación. $B/h_{sx}$ .

Tabla 6.10-2 Coeficientes de arrastre para componentes estructurales

Sección de elementos estructurales	Coeficiente de arrastre $C_o$
Columna redonda o polígono equilátero de seis lados o más	1.2
Columna rectangular con una relación de aspecto de al menos 2:1 con cara más larga orientada paralela al flujo	1.6
Triangular apuntando hacia el flujo	1.6
Muro autoportante sumergido en flujo Columna cuadrada o rectangular con cara más larga orientada perpendicular al flujo Columna triangular que apunta en dirección opuesta al flujo Pared o placa plana, normal al flujo	1.6
Columna en forma de diamante, apuntando hacia el flujo. (basado en el ancho de la cara, no en el ancho proyectado) Viga rectangular, normal al flujo	2.0
I, L y formas de canal	2.0

Amuro.  $C_o$ no se tomará como menor que el valor de la relación de cierre dado en la Sección6.8.7pero no necesita tomarse como mayor que 1.0.

6.10.2.2 Fuerza de arrastre en los componentes.La carga hidrodinámica lateral dada por la ecuación. (6.10-4) se aplicará como una presión resultante sobre la altura de inundación proyectada,  $h_{mi}$ , de todos los componentes estructurales y conjuntos de paredes exteriores por debajo de la profundidad de inundación

$$F_D = \frac{1}{2} \rho I_{tsu} C_D B D h_{mi} u^2 \quad (6.10-4)$$

donde para los componentes interiores los valores de  $C_D$ dado en la tabla6.10-2se utilizará, yB es el ancho del componente perpendicular al flujo. Para los componentes exteriores, un  $C_D$  se utilizará un valor de 2,0 y la dimensión del anchoBse tomará como el ancho del afluente multiplicado por el valor de la relación de cierre dado en la Sección6.8.7.

La fuerza de arrastre sobre los elementos componentes no se sumará a la fuerza de arrastre total calculada en la Sección6.10.2.1.

6.10.2.3 Cargas de Tsunami en Componentes Estructurales Verticales, $F_w$ . La fuerza  $F_w$  en los componentes estructurales verticales se determinará como las fuerzas de arrastre hidrodinámicas de acuerdo con la ecuación. (6.10-5a). Donde el flujo de una perforación de tsunami ocurre con un número de Froude en el sitio que es mayor a 1.0 y donde los componentes individuales de muros, pilares de muros o columnas tienen una relación de ancho a profundidad de inundación de 3 o más,  $F_w$ será determinado por la Ec. (6.10-5b). Fuerza  $F_w$ se aplica a todos los componentes estructurales verticales que son más anchos que 3 veces el

profundidad de inundación correspondiente al Caso de carga 2 durante el flujo de entrada como se define en la Sección 6.8.3.

$$F_w = \frac{1}{2} \rho I_{tsu} C_D B D h_{mitu}^2 \quad (6.10-5a)$$

$$F_w = \frac{3}{4} \rho_{ps} I_{tsu} C_D B D h_{mitu}^2 p_{aburir} \quad (6.10-5b)$$

6.10.2.4 Carga hidrodinámica sobre muros perforados,  $F_{pw}$ . Para muros con aberturas que permiten el paso del flujo entre los pilares del muro, la fuerza sobre los elementos del muro perforado  $F_{pw}$  se permitirá que se determine utilizando la Ec. (6.10-6), pero no será inferior a  $F_w$  por ecuación (6.10-4):

$$F_{pw} = D_0 \cdot 0.4 C_{cx} b 0.6 F_w \quad (6.10-6)$$

6.10.2.5 Muros Angulados al Flujo. Para paredes orientadas en un ángulo menor de 90° a las direcciones de flujo consideradas en la Sección 6.8.3, la carga lateral transitoria por unidad de ancho,  $F_{w\theta}$ , se determinará de acuerdo con la ecuación. (6.10-7).

$$F_{w\theta} = F_w \operatorname{pecado} \theta \quad (6.10-7)$$

donde  $\theta$  es el ángulo incluido entre la pared y la dirección del flujo.

### 6.10.3 Presiones hidrodinámicas asociadas con losas

6.10.3.1 Presión de Estancamiento de Flujo. Las paredes y losas de espacios en edificios que están sujetos a presurización por estancamiento de flujo deben diseñarse para resistir la presión determinada de acuerdo con la ecuación. (6.10-8).

$$\frac{1}{PAGS_{tu}} = \frac{p_{yo}}{2 \rho g h_{ststu}} \quad (6.10-8)$$

donde  $p_{yo}$  es la velocidad máxima de flujo libre en esa ubicación y el caso de carga.

6.10.3.2 Levantamiento por sobretensión hidrodinámica en lasos horizontales. Las losas y otros componentes horizontales deben estar diseñados para resistir las presiones de levantamiento aplicables dadas en esta sección.

6.10.3.2.1 Losas sumergidas durante el flujo de entrada del tsunami. Las losas horizontales que se sumergen durante el flujo de entrada de la inundación del tsunami se deben diseñar para una presión de elevación hidrodinámica mínima de 20 psf (0,958 kPa) aplicada al sofito de la losa. Este levantamiento es un caso de carga adicional a cualquier efecto de flotabilidad hidrostática requerido por la Sección 6.9.1.

6.10.3.2.2 Losas sobre pendiente. Las losas horizontales ubicadas sobre una pendiente de grado,  $\phi$ , superior a 10 grados deben diseñarse para una presión de levantamiento redirigida aplicada al sofito de la losa, dada por la ecuación. (6.10-9), pero no menos de 20 psf (0,958 kPa).

$$PAGS_{tu} = 1.5 I_{tsu} \rho_{st} t_u^2 \quad (6.10-9)$$

donde

$t_u$  = tubronceado  $\phi$ ,

$t_u$  = Velocidad de flujo horizontal correspondiente a una profundidad de agua igual o mayor que  $h_{ss}$ , la elevación del sofito del sistema de piso, y

$\phi$  = Pendiente promedio del plano de pendiente debajo de la losa.

6.10.3.3 Flujo de perforación de tsunami atrapado en huecos de losas de pared estructural. Las cargas hidrodinámicas para los flujos de perforación atrapados en los huecos de losas de muros estructurales se determinarán de acuerdo con esta sección. Las reducciones de carga dadas en las Secciones 6.10.3.3.2 para 6.10.3.3.5 pueden combinarse multiplicativamente, pero la reducción de carga neta no debe exceder la reducción individual máxima dada por cualquiera de estas secciones.

6.10.3.3.1 Carga de presión en huecos de losas y muros estructurales. Cuando un muro estructural ubicado aguas abajo del borde aguas arriba de la losa impide el flujo de un tsunami debajo de una losa elevada, la pared y la losa dentro de la pared se diseñará para la presión exterior,  $PAGS_{tu}$ , de 350 libras por pie cuadrado (16,76 kPa). Más allá de  $h_{ss}$ , pero a una distancia de  $h_{ss}$  por debajo del muro, la losa se debe diseñar para una presión hacia arriba de la mitad de  $PAGS_{tu}$  [es decir, 175 psf (8,38 kPa)]. La losa fuera de una distancia de  $h_{ss}$  por debajo de la pared debe diseñarse para una presión ascendente de 30 psf (1,436 kPa).

6.10.3.3.2 Reducción de Carga con Profundidad de Inundación. Cuando la profundidad de inundación sea inferior a dos tercios de la altura libre del piso, las presiones de levantamiento especificadas en la Sección 6.10.3.3.1 se permitirá que se reduzca de acuerdo con la ecuación. (6.10-10) pero no debe tomarse como inferior a 30 psf (1,436 kPa).

$$PAGS_{tu} = y_{otsu} 590 - 160 \frac{h}{h_{ss}}^{1/2} \text{ psf} \quad (6.10-10)$$

$$PAGS_{tu} = y_{otsu} 28,25 - 7,66 \frac{h}{h_{ss}}^{1/2} \text{ kPa} \quad (6.10-10si)$$

donde  $h_{ss}$  es la relación entre la altura de la losa y la profundidad de inundación.

6.10.3.3.3 Reducción de carga para aberturas de pared. Cuando la pared que bloquea el orificio debajo de la losa tiene aberturas por las que puede pasar el flujo, la presión reducida en la pared y la losa debe determinarse de acuerdo con la Ec. (6.10-11).

$$PAGS_{tu} = C_{cx} PAGS_{tu} \quad (6.10-11)$$

donde  $C_{cx}$  es la relación entre el área sólida del muro y el área total inundada del plano vertical de la parte inundada del muro en ese nivel.

6.10.3.3.4 Reducción de carga para aberturas de losa. Cuando la losa esté provista de un espacio de apertura o panel separable diseñado para crear un espacio de ancho  $w_{gramo}$ , adyacente al muro, entonces la presión de levantamiento sobre la losa restante se determinará de acuerdo con la ecuación. (6.10-12).

$$PAGS_{tu} = C_{bs} PAGS_{tu} \quad (6.10-12)$$

$$\text{para donde } w_{gramo} < 0.5 h_{ss}; C_{bs} = 1 - \frac{w_{gramo}}{h_{ss}} \quad (6.10-13)$$

$$\text{y para } w_{gramo} \geq 0.5 h_{ss}; C_{bs} = 0.56 - 0.12 \frac{w_{gramo}}{h_{ss}} \quad (6.10-14)$$

El valor de  $C_{bs}$  no se tomará como menor que cero.

6.10.3.3.5 Reducción de Carga para Muro Desprendible de Tsunami. Si el muro que restringe el flujo está diseñado como un muro de ruptura de tsunami, entonces se permitirá que el levantamiento en la losa sea

determinado de acuerdo con la Sección 6.10.3.1, pero no necesita exceder la presión equivalente a la fuerza cortante nominal total necesaria para provocar el desprendimiento del muro desprendible de la losa.

#### 6.11 CARGAS DE IMPACTO DE DESECHOS

Las cargas de impacto de escombros se determinarán de acuerdo con esta sección. Estas cargas no necesitan combinarse con otras cargas relacionadas con tsunamis como se determina en otras secciones de este capítulo.

Cuando la profundidad mínima de inundación sea de 3 pies (0,914 m) o más, el diseño deberá incluir los efectos de las fuerzas de impacto de los escombros. El efecto más severo de las cargas de impacto dentro de la profundidad de inundación se aplicará a los componentes estructurales que soportan la carga por gravedad del perímetro ubicados en los ejes estructurales principales perpendiculares al rango de direcciones de entrada o salida definidas en la Sección 6.8.7. Excepto como se especifica a continuación, las cargas se deben aplicar en los puntos críticos de flexión y corte en todos los miembros en la profundidad de inundación que se evalúa. Profundidades y velocidades de inundación correspondientes a los Casos de carga 1, 2 y 3 definidos en la Sección 6.8.3.1 debería ser usado. No es necesario aplicar cargas de impacto simultáneamente a todos los componentes estructurales afectados.

Todos los edificios y otras estructuras que cumplan con el requisito anterior deben estar diseñados para el impacto de postes de madera flotantes, troncos y vehículos, y para rocas y escombros de concreto que caen, según las Secciones 6.11.2 para 6.11.4. Cuando un sitio esté próximo a un puerto o patio de contenedores, el potencial de impactos de contenedores de envío y barcos y barcazas se determinará mediante el procedimiento en la Sección 6.11.5. Los edificios y otras estructuras determinadas por ese procedimiento que se encuentran en la zona de peligro de golpes por contenedores de transporte deben estar diseñados para cargas de impacto de acuerdo con la Sección 6.11.6. En lugar de secciones 6.11.2–6.11.6, se permitirá evaluar alternativamente los impactos de postes, troncos, vehículos, cantos rodados, escombros de hormigón y contenedores de transporte aplicando la carga estática simplificada alternativa de la Sección 6.11.1.

Categoría de riesgo de tsunami III Instalaciones críticas y edificios y estructuras de categoría IV de riesgo de tsunami que se determine que se encuentran en la zona de peligro para choques de barcos y barcazas que excedan las 88,000 lb (39,916 kg) de tonelaje de peso muerto (DWT), según lo determinado por el procedimiento de la Sección 6.11.5, deberá estar diseñado para el impacto de estos buques de acuerdo con la Sección 6.11.7.

6.11.1 Carga estática alternativa simplificada de impacto de escombros. Se permitirá tener en cuenta el impacto de escombros aplicando la fuerza dada por la ecuación. (6.11-1) como carga estática máxima, en lugar de las cargas definidas en las Secciones 6.11.2 para 6.11.6. Esta fuerza se aplicará en los puntos críticos de flexión y cortante en todos los miembros en la profundidad de inundación correspondiente al Caso de carga 3 definido en la Sección 6.8.3.1.

$$F_i = 330 C_o I_{tsu} \frac{1}{2} kips \quad (6.11-1)$$

$$F_i = 1,470 C_o I_{tsu} \frac{1}{2} kN \quad (6.11-1.si)$$

donde  $C_o$  es el coeficiente de orientación, igual a 0,65.

Cuando esté determinado por el procedimiento de evaluación de riesgos del sitio de la Sección 6.11.5 que el sitio no se encuentra en una zona de impacto para contenedores de transporte, barcos y barcazas, entonces se permitirá reducir la fuerza de impacto de escombros simplificada al 50% del valor dado por Eq. (6.11-1).

6.11.2 Troncos y postes de madera. La fuerza nominal máxima instantánea de impacto de escombros,  $F_{no}$ , se determinará de acuerdo con la ecuación. (6.11-2).

fffff  
F<sub>no</sub> = t<sub>umaximo</sub> kilómetros

(6.11-2)

La fuerza de impacto de escombros instantánea de diseño,  $F_i$ , se determinará de acuerdo con la ecuación. (6.11-3).

$$F_i = y_{otsu} C_o F_{no} \quad (6.11-3)$$

donde

$I_{tsu}$ = Factor de importancia (dado en la tabla 6.8-1);

$C_o$ =Coeficiente de orientación, igual a 0,65 para troncos y postes;  $t_u$   $máximo$ = Velocidad máxima de flujo en el sitio que ocurre a profundidades suficiente para hacer flotar los escombros;

$k$  =Rigidez efectiva de los escombros impactantes o del lateral. rigidez de los elementos estructurales impactados deformados por el impacto, lo que sea menor; y

$m_{etro} = Masa W_b / \text{gramo}$  de los escombros

Se supone que los troncos y postes golpean longitudinalmente para el cálculo de la rigidez de los escombros en la ecuación. (6.11-2). La rigidez del tronco o poste se calculará como  $k = EA/L$ , en el cual  $m_{ies}$  el módulo de elasticidad longitudinal del tronco,  $A_{es}$  el área de su sección transversal,  $y_{les}$  su longitud. Un peso mínimo de 1000 lb (454 kg) y una rigidez mínima del tronco de 350 kip/en: (61.300 kN/m) se supondrá.

La duración del impulso para el impacto elástico se calculará a partir de la ecuación. (6.11-4):

$$t_D = \frac{z_{metro} t_{u máximo}}{F_{no}} \quad (6.11-4)$$

Para un análisis estático elástico equivalente, la fuerza de impacto se multiplicará por el factor de respuesta dinámica  $R_{máximo}$  especificado en la tabla 6.11-1. Para obtener valores intermedios de  $R_{máximo}$ , se utilizará la interpolación lineal. Para un muro, se supondrá que el impacto actúa a lo largo del centro horizontal del muro, y se permitirá que el período natural se determine con base en el período fundamental de una columna equivalente con un ancho igual a la mitad de la luz vertical del muro. la pared.

También se permitirá el uso de un método alternativo de análisis según la Sección 6.11.8.

6.11.3 Impacto de Vehículos. Se aplicará un impacto de vehículos flotantes a los elementos estructurales verticales en cualquier punto mayor

Tabla 6.11-1 Relación de respuesta dinámica para cargas impulsivas,  $R_{máximo}$

Relación entre la duración del impacto y el período natural del Elemento Estructural Impactado	$R_{máximo}$ (Relación de respuesta)
0.0	0.0
0.1	0.4
0.2	0.8
0.3	1.1
0.4	1.4
0.5	1.5
0.6	1.7
0.7	1.8
0.9	1.8
1.0	1.7
1.1	1.7
1.2	1.6
1.3	1.6
≥1.4	1.5

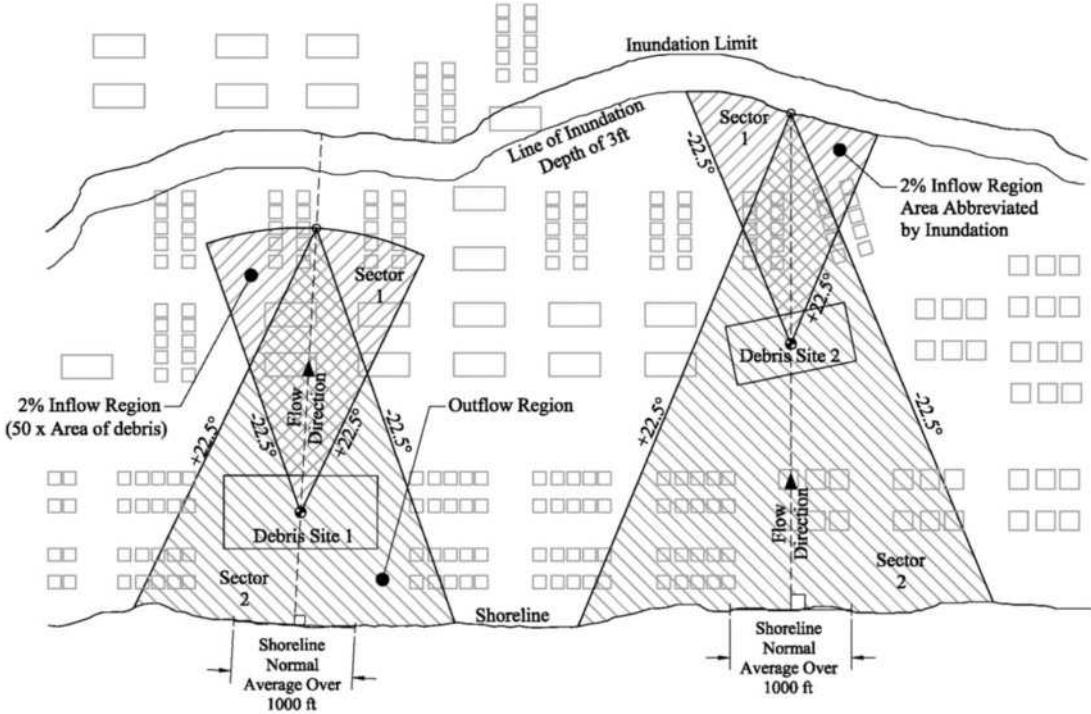


FIGURA 6.11-1 Ilustración de la determinación de la región de riesgo de impacto de escombros flotantes [1 pie = 0,3048 m]

de 3 pies (0,914 m) sobre el nivel del suelo hasta la profundidad máxima. La fuerza de impacto se tomará como 30 kip (130 kN) multiplicada por  $I_{tsu}$ .

**6.11.4 Impacto por roca que cae sumergida y escombros de concreto.** Cuando la profundidad máxima de inundación supere los 6 pies (1,83 m), una fuerza de impacto de 8.000 lb (36 kN) multiplicada por  $I_{tsuse}$  aplicará a los elementos estructurales verticales a 2 pies (0,61 m) sobre el nivel del suelo.

**6.11.5 Evaluación de peligros del sitio para contenedores de envío, barcos y barcazas.** Los contenedores de envío y los barcos o barcazas desembolsados desde los patios de contenedores, puertos y muelles se evaluarán como posibles objetos de impacto de escombros. En tales casos, se identificará una región de dispersión probable para cada fuente a fin de determinar si la estructura está ubicada dentro de una región de riesgo de impacto de escombros, según se define en el procedimiento de esta sección. Si la estructura se encuentra dentro de la región de riesgo de impacto de escombros, entonces el impacto por contenedores de envío y/o barcos y barcazas, según corresponda, se evaluará según las Secciones 6.11.6y6.11.7.

Se determinará el área total esperada del plan de los objetos de escombros en la fuente. Para contenedores, este es el número promedio de contenedores en el sitio multiplicado por su área del plan. Para barcazas, el área de una barcaza nominal de diseño AASHTO (2009) [195x 35 pies o 6825 pies<sup>2</sup>(59,5x10,67 m o 635 m<sup>2</sup>)] se multiplicará por el número medio de barcazas en la fuente. Para los barcos, se utilizará el área promedio del plano de la cubierta del barco en el sitio. Se identificará el centro geográfico de la fuente, junto con la dirección del flujo primario, según se define en la Sección 6.8.6.1. Líneas -22,5° desde esta línea central se proyectará en la dirección de entrada del tsunami, como se muestra en la Fig. 6.11-1. Si la topografía (como colinas) limitará el agua desde este sector de 45°, la dirección del sector deberá rotarse para adaptarse a las líneas de colinas o la cuña deberá estrecharse donde esté restringida en dos o más lados.

En primer lugar, se dibujará un arco de la región de riesgo de impacto de escombros para el flujo entrante de la siguiente manera: un arco y las dos líneas de límite radiales de

el sector de 45° define una región de sector circular con un área que es 50 veces la suma total del área de escombros de la fuente, lo que representa una concentración de escombros del 2%. Sin embargo, se permitirá que la extensión tierra adentro del arco se reduzca de acuerdo con cualquiera de los siguientes límites:

- A. Se permitirá reducir la extensión del sector cuando la profundidad máxima de inundación sea inferior a 3 pies (0,914 m), o en el caso de barcos en los que la profundidad de inundación sea inferior al calado con lastre más 2 pies (0,61 m).
- B. Se permitirá que las estructuras de acero estructural y/o concreto actúen como un terminador de profundidad de puesta a tierra efectivo del sector si su altura es al menos igual a (1) para contenedores y barcazas, la profundidad de inundación menos 2 pies (0,61 m), o (2) para barcos, la profundidad de inundación menos la suma del calado con lastre y 2 pies (0,61 m).

En segundo lugar, la región de riesgo de impacto de escombros para el flujo de entrada y salida se determinará rotando el segmento circular 180° y colocando el centro en la intersección de la línea central y el arco que define el nivel de concentración del 2% o el límite alternativo aprobado, como se define anteriormente. Los edificios y otras estructuras contenidas únicamente en el primer sector deberán estar diseñados para impactos de un contenedor y/u otro buque transportado con la entrada. Los edificios y otras estructuras contenidas únicamente en el segundo sector deberán estar diseñados para impactos de un contenedor y/u otro buque transportado en el flujo de salida. Los edificios y otras estructuras contenidas en ambos sectores deberán estar diseñados para impactos de un contenedor y/u otra embarcación que se mueva en cualquier dirección.

**6.11.6 Contenedores de envío.** La fuerza de impacto de los contenedores de envío se calculará a partir de las Ecs. (6.11-2) y (6.11-3). La masametrode la masa del contenedor de envío vacío. Se supondrá que el contacto de golpe es desde una esquina inferior de

Tabla 6.11-2 Peso y rigidez de los desechos flotantes transportados por el agua del contenedor de envío

Tipo de escombros	Peso	Rigidez de los escombros (k)
Envío estándar de 20 pies (6,1 m) contenedor orientado longitudinalmente	Vacio: 5000 libras (2270 kg) Cargado: 29.000 libras (13.150 kg)	245 kip/in: (42 900 kN/m)
Envío estándar de 40 pies (12,2 m) contenedor orientado longitudinalmente	Vacio: 8400 lb (3810 kg) Cargado: 38.000 libras (17.240 kg)	170 kip/in: (29 800 kN/m)

la parte delantera (o trasera) del contenedor. La rigidez del contenedor es  $k = EA/yL$ , en la que E es el módulo de elasticidad del riel inferior del contenedor, A es el área de la sección transversal del riel inferior y L es la longitud del riel inferior del contenedor. .

Los valores mínimos se proporcionan en la Tabla 6.11-2. Co, el factor de orientación, se tomará igual a 0,65 para los contenedores de transporte.

La fuerza de impacto de diseño nominal,  $F_{ni}$ , de la ecuación. (6.11-2) para contenedores de transporte no necesita ser mayor a 220 kips (980 kN).

Para contenedores de transporte vacíos, la duración del impulso para el impacto elástico se calculará a partir de la ecuación. (6.11-4).

Para contenedores de envío cargados, la duración del pulso es determinado a partir de la ecuación. (6.11-5):

$$t_d = \frac{\delta m d \beta m contents p_{umax}}{F_{ni}} \quad (6.11-5)$$

en el que se considerará que el contenido es el 50% de la capacidad de contenido nominal máxima del contenedor de envío. Los valores mínimos de ( $m d \beta m contents$ ) se dan en la Tabla 6.11-2 para contenedores de transporte cargados. El diseño considerará contenedores de transporte tanto vacíos como cargados.

Para un análisis estático equivalente, la fuerza de impacto debe multiplicarse por el factor de respuesta dinámica  $R_{max}$  especificado en la Tabla 6.11-1. Para obtener valores intermedios de  $R_{max}$ , se utilizará la interpolación lineal. Para un muro, se supondrá que el impacto actúa a lo largo del centro horizontal del muro, y se permitirá que el período natural se determine con base en el período de una columna equivalente con un ancho igual a la mitad de la luz vertical del muro. muro.

También se permitirá el uso de un método alternativo de análisis según la Sección 6.11.8.

6.11.7 Impactos extraordinarios de escombros. Cuando la profundidad máxima de inundación supere los 12 pies (3,66 m), se supondrá que los impactos extraordinarios de escombros del buque de tonelaje de peso muerto más grande con calado en lastre menor que la profundidad de inundación dentro de la región de riesgo de escombros de los muelles y embarcaderos definidos en la Sección 6.11.5 el perímetro de las instalaciones críticas de categoría III de riesgo de tsunami y los edificios y estructuras de categoría IV de riesgo de tsunami en cualquier lugar desde la base de la estructura hasta 1,3 veces la profundidad de inundación más la altura hasta la cubierta de la embarcación. La carga se calculará a partir de la ecuación. (6.11-3), con base en la rigidez del elemento estructural impactado y un peso igual al peso del buque en rosca (LWT) más el 30 % del tonelaje de peso muerto (DWT). Se permitirá un análisis alternativo de la Sección 6.11.8. Ya sea como enfoque principal, o cuando las cargas de impacto excedan los criterios de aceptabilidad para cualquier elemento estructural sujeto a impacto, se permite acomodar el impacto a través de las disposiciones alternativas de colapso progresivo de la ruta de carga de la Sección 6.8.3.5.3, aplicadas a todos los niveles de estructura. desde la base hasta el nivel del piso por encima de 1,3 veces la profundidad de inundación más la altura hasta la cubierta de la embarcación medida desde la línea de flotación.

6.11.8 Métodos alternativos de análisis de respuesta. Se permite usar un análisis dinámico para determinar la respuesta estructural a la fuerza aplicada como un pulso rectangular de duración  $t_d$  con la magnitud calculada de acuerdo con la ecuación. (6.11-3). Si el impacto es lo suficientemente grande como para causar un comportamiento inelástico en la estructura, se permitirá usar un sistema masa-resorte equivalente de un solo grado de libertad con una rigidez no lineal que considere la ductilidad de la estructura impactada para el análisis dinámico. Alternativamente, para impacto inelástico, se permitirá que la respuesta estructural se calcule con base en un método de trabajo-energía con rigidez no lineal que incorpore la ductilidad de la estructura impactada. La velocidad aplicada en el método de análisis trabajo-energía será  $u_{max}$  multiplicado por el producto del factor de importancia,  $I_{tsu}$ , y el factor de orientación, Co.

## 6.12 DISEÑO DE CIMENTOS

El diseño de los cimientos de las estructuras y las barreras contra tsunamis deberá proporcionar resistencia a las cargas y efectos de la Sección 6.12.2, deberá brindar capacidad para soportar las combinaciones de cargas estructurales definidas en la Sección 6.8.3.1 y deberá adaptarse a los desplazamientos determinados de acuerdo con la Sección 6.12.2.6. Encontrado una La profundidad de empotramiento y la capacidad de los pilotes expuestos para resistir las cargas estructurales, incluidas las cargas de las vigas rasantes, se determinarán teniendo en cuenta los efectos acumulativos de la erosión general y la socavación local. Alternativamente, se permitirá usar los criterios basados en el desempeño de la Sección 6.12.3.

La caracterización del sitio deberá incluir la información relevante especificada en la Sección 11.8, Requisitos del informe de investigación geotécnica para las condiciones del suelo subterráneo.

6.12.1 Factores de resistencia para análisis de estabilidad de cimentaciones. Al factor de resistencia de  $\gamma$  se le debe asignar un valor de 0.67 aplicado a las capacidades de resistencia para su uso con análisis de estabilidad y para posibles fallas asociadas con la capacidad de carga, presión lateral, estabilidad interna de geotextiles y sistemas de tierra reforzada, y estabilidad de taludes, incluidas las condiciones de caída. . También se debe asignar un factor de resistencia de 0,67 para las capacidades resistentes de los elementos de anclaje resistentes al levantamiento.

## 6.12.2 Caracterización de Cargas y Efectos. Fundaciones y

Las barreras contra tsunamis deben estar diseñadas para acomodar los efectos de la presión lateral de la tierra de acuerdo con la Sección 3.2, las fuerzas hidrostáticas calculadas de acuerdo con la Sección 6.9, las cargas hidrodinámicas calculadas de acuerdo con la Sección 6.10 y las fuerzas de elevación y subfiltración calculadas de acuerdo con la Sección 6.12.2.1 . Los cimientos deben proporcionar la capacidad para resistir el levantamiento y el vuelco de las cargas hidrostáticas, hidrodinámicas y de escombros del tsunami aplicadas a la superestructura del edificio. Además, el efecto de la pérdida de resistencia del suelo, la erosión general y la socavación se deben considerar de acuerdo con los requisitos de esta sección. Para tales efectos se considerará un mínimo de dos ciclos de oleaje.

6.12.2.1 Fuerzas de levantamiento y subfiltración. Las fuerzas de levantamiento y subfiltración del tsunami se evaluarán como se describe en esta sección.

1. Las fuerzas de levantamiento y subfiltración incluirán los tres casos de carga de inundación definidos en la Sección 6.8.3.1.
2. Se considerará la pérdida de resistencia causada por la socavación y otros efectos del suelo, como la licuefacción y el ablandamiento por presión intersticial. Además, se determinarán las fuerzas de levantamiento y subfiltración en la cimentación para los casos en que
  - un. Se espera que el suelo esté saturado antes del tsunami, o b. Se anticipa que la saturación del suelo ocurrirá en el transcurso de la serie entrante de olas de tsunami, o c. Se espera que el área de preocupación permanezca inundada.
  - después del tsunami.
3. El efecto de la carga viva y la carga de nieve no se utilizará para levantar la resistencia.

6.12.2.2 Pérdida de Fuerza. La pérdida de resistencia al corte debido al ablandamiento de la presión intersticial inducida por un tsunami debe tenerse en cuenta hasta una profundidad de 1,2 veces la profundidad máxima de inundación, según la Sección 6.12.2.5. No es necesario considerar el ablandamiento de la presión intersticial inducido por tsunamis en lugares donde el número de Froude máximo es inferior a 0,5.

6.12.2.3 Erosión general. Se considerará la erosión general durante las condiciones de avance y descenso de la inundación del tsunami.

El análisis de la erosión general deberá tener en cuenta la amplificación del flujo como se describe en la Sección 6.8.5; también tendrá en cuenta la mejora causada por el ablandamiento de la presión intersticial inducida por el tsunami.

**EXCEPCIÓN:** No se requiere un análisis de erosión general para rocas u otros estratos no erosionables que son capaces de prevenir la socavación del flujo de un tsunami de 30 pies/s (9,14 m/s).

La erosión general durante las condiciones de descenso deberá considerar la concentración de flujo en los canales, incluidos los canales recién formados durante la inundación y el descenso del tsunami (socavación canalizada).

El análisis de la socavación canalizada no necesita incluir la mejora causada por el ablandamiento de la presión intersticial.

6.12.2.4 Socavación. La profundidad y extensión de la socavación deben evaluarse usando los métodos de las Secciones 6.12.2.4.1 y 6.12.2.4.2.

**EXCEPCIÓN:** No se requiere una evaluación de socavación para rocas u otros estratos no erosionables que evitan la socavación del flujo de un tsunami de 30 pies/s (9,14 m/s) ni para estructuras abiertas.

6.12.2.4.1 Socavación por flujo sostenido. Se debe considerar la socavación, incluidos los efectos del flujo sostenido alrededor de las estructuras y los pilotes de las esquinas de los edificios. La profundidad de diseño de socavación de flujo sostenido y la extensión del área se determinarán mediante modelos numéricos o físicos dinámicos o métodos empíricos en la literatura reconocida. Se permitirá determinar la socavación por flujo sostenido y el ablandamiento por presión intersticial asociado de acuerdo con la Tabla 6.12-1 y la Fig. 6.12-1. Se debe permitir que la profundidad de socavación local causada por el flujo sostenido que se indica en la Tabla 6.12-1 y la Fig. 6.12-1 se reduzca mediante un factor de ajuste en áreas donde el número de Froude del flujo máximo es inferior a 0,5. Se considerará que el factor de ajuste varía linealmente desde 0 en el límite de inundación horizontal hasta 1,0 en el punto donde el número de Froude es 0,5. Se debe considerar que los límites del área supuesta abarcan el perímetro del edificio expuesto y se extienden a ambos lados del perímetro de la cimentación una distancia igual a la profundidad de socavación para suelos consolidados o cohesivos y una distancia igual a tres veces la profundidad de socavación para suelos no consolidados o no cohesivos.

6.12.2.4.2 Socavación por inmersión. La profundidad y la extensión horizontal de la socavación por hundimiento se determinarán mediante análisis numéricos o físicos dinámicos.

Tabla 6.12-1 Profundidad de socavación de diseño causada por flujo sostenido y ablandamiento por presión intersticial

Profundidad de inundación h	Profundidad de socavación Da
<10 pies (3,05 m)	1,2 h
≥10 pies (3,05 m)	12 pies (3,66 m)

<sup>a</sup>No aplicable a la socavación en sitios con estratos rocosos intactos.

FIGURA 6.12-1 Profundidad de socavación causada por el flujo sostenido y el ablandamiento por presión intersticial [1 pie = 0,305 m]

modelización o por métodos empíricos. En ausencia de análisis y modelado dinámico específico del sitio, la profundidad de socavación por inmersión Ds se determinará mediante la Ec. (6.12-1).

$$Ds = c2V \frac{qU \operatorname{sen} \gamma}{gs} \quad \frac{1}{2} U^2 : \text{unidades estándar o SI} \quad (6.12-1)$$

donde

c2V = Coeficiente de socavación adimensional, se permite tomar igual a 2,8;  $\gamma$  = Ángulo entre el chorro en la socavación y la horizontal, tomada como el valor menor de 75° y la pendiente lateral de la estructura desbordada en el lado socavado, en ausencia de otra información; g = Aceleración causada por la gravedad; q = Descarga por unidad de ancho sobre la estructura rematada, como se ilustra en la Fig. 6.12-2 y calculada de acuerdo con la Ec. (6.12-2); y

U = Velocidad del chorro acercándose al agujero de socavación, obtenida de acuerdo con la ecuación. (6.12-4).

$$q = Cdis \frac{U^2}{2g p H} \quad (6.12-2)$$

donde Cdis es un coeficiente de descarga adimensional obtenido de acuerdo con la ecuación. (6.12-3):

$$Cdis = 0,611 + 0,08 \frac{HO}{HB} \quad (6.12-3)$$

U es la velocidad del chorro que se aproxima al agujero de socavación, resultante de la caída entre la altura h de la superficie del agua aguas arriba, más cualquier diferencia de elevación adicional dd en el lado de socavación, de acuerdo con la ecuación. (6.12-4):

$$tu = \frac{2goh + ddp}{2g} \quad (6.12-4)$$

FIGURA 6.12-2 Parámetros de socavación por inmersión

donde  $dd$  es la diferencia de elevación adicional entre los lados aguas arriba y de socavación de la estructura, como se ilustra en la figura 6.12-2.

**6.12.2.5 Cargas horizontales del suelo.** Las cargas horizontales del suelo provocadas por la socavación desequilibrada se incluirán en el diseño de los elementos de cimentación.

**6.12.2.6 Desplazamientos.** Los desplazamientos verticales y horizontales de los elementos de cimentación y los desplazamientos de taludes deben determinarse usando métodos analíticos o numéricos empíricos o elastoplásticos en la literatura reconocida mediante la aplicación de cargas de tsunami determinadas en la Sección 6.12.2 junto con otras cargas geotécnicas y de cimentación aplicables requeridas por esta norma.

**6.12.3 Criterios alternativos de diseño basados en el desempeño de la fundación.** Las tensiones del suelo in situ debidas a las cargas y los efectos de los tsunamis se incluirán en el cálculo de las presiones de los cimientos. Para peligros locales de tsunamis cosímicos que ocurren como resultado de un terremoto, la condición del suelo in situ y de la superficie del sitio al inicio de las cargas de tsunami serán las existentes al final de la sacudida sísmica, incluidos los efectos de licuefacción, dispersión lateral y ruptura de fallas.

Los cimientos de los edificios deberán proporcionar suficiente capacidad y estabilidad para resistir las cargas estructurales y los efectos de la erosión y socavación general de acuerdo con la literatura reconocida. En el caso de edificios y estructuras de categoría IV de riesgo de tsunami, se permitirá evaluar el rendimiento general del sistema de cimentación para determinar el posible ablandamiento por presión intersticial mediante la realización de una interacción tsunami-suelo-estructura de dos o tres dimensiones.

análisis de modelos numéricos. Los resultados se evaluarán para demostrar la coherencia con los criterios de aceptación del rendimiento estructural de la Sección 6.8. En el caso de edificios y estructuras de categoría IV de riesgo de tsunami, se realizará una revisión por pares independiente como parte de una revisión del diseño basado en el desempeño por parte de la autoridad competente.

**6.12.4 Contramedidas de cimentación.** Se permitirán rellenos, losas protectoras a nivel, geotextiles y sistemas de tierra reforzada, sistemas de revestimiento y mejoramiento del terreno para reducir los efectos de los tsunamis.

**6.12.4.1 Relleno.** El relleno utilizado para soporte estructural y protección se colocará de acuerdo con ASCE 24 (2005), Secciones 1.5.4 y 2.4.1. El relleno estructural debe estar diseñado para ser estable durante la inundación y para resistir las cargas y efectos especificados en la Sección 6.12.2.

**6.12.4.2 Losa protectora en pendiente.** Se supondrá que las losas exteriores sobre el terreno se levantarán y desplazarán durante el Tsunami Máximo Considerado, a menos que se determine lo contrario mediante un análisis de diseño específico del sitio basado en literatura reconocida.

Las losas de protección a nivel del suelo utilizadas como contramedida deberán tener como mínimo la resistencia necesaria para resistir las siguientes cargas:

1. Fuerzas cortantes del flujo sostenido en el flujo máximo de tsunami velocidad,  $umax$ , sobre la losa a nivel; 2. Presiones ascendentes de la aceleración del flujo en los bordes de la losa aguas arriba y aguas abajo tanto para el flujo de entrada como para el de retorno; 3. Gradiéntes de flujo de filtración debajo de la losa si existe el potencial de saturación del suelo durante las sucesivas olas de tsunami; 4. Fluctuaciones de presión sobre las secciones de losa y en las juntas; 5. La presión intersticial aumenta por la licuefacción y por la paso de varias olas de tsunami; y
6. Erosión del sustrato en los bordes de las losas aguas arriba, aguas abajo y paralelos al flujo, así como entre las secciones de las losas.

**6.12.4.3 Geotextiles y Sistemas de Tierra Armada.** Los geotextiles se diseñarán e instalarán de acuerdo con los requisitos de instalación de los fabricantes y según lo recomendado en la literatura reconocida. Se deben proporcionar los factores de resistencia requeridos en la Sección 6.12.1 para capacidad de carga, levantamiento, presión lateral, estabilidad interna y estabilidad de taludes.

Se permitirá el uso de los siguientes sistemas de tierra armada:

1. Tubos de geotextil construidos con telas de alta resistencia capaces de alcanzar la máxima resistencia a la tracción sin deformaciones por restricción cuando están sujetos a las cargas y efectos del tsunami de diseño;
2. Sistemas de refuerzo de taludes y tierra con geomallas que incluyan una protección adecuada contra la erosión y la socavación generales, y un espesor de elevación máximo de 1 pie (0,3 m) y protección del frente; y 3. Diseños de sistemas de protección contra la erosión con geoceldas de tierra y refuerzo de taludes, incluido un análisis para determinar el desempeño anticipado contra la erosión general y la socavación si no se usa revestimiento.

**6.12.4.4 Sistemas de revestimiento.** Los sistemas de revestimiento y su anclaje deben ser lo suficientemente fuertes para resistir el levantamiento y el desplazamiento durante la inundación de la carga de diseño. Se permitirá el uso de los siguientes métodos de revestimiento para sistemas de tierra reforzada:

1. Revestimiento vegetal para resistencia general a la erosión y socavación donde las velocidades de flujo de los tsunamis son inferiores a 12,5 pies/s (3,81 m/s). El diseño debe estar de acuerdo con los métodos y requisitos de la literatura reconocida.
2. Capas de filtro de geotextil, incluida la protección primaria del filtro de contramedidas utilizando una rejilla compuesta que asume altos esfuerzos de contacto y criterios de diseño de acción de olas de alta energía en AASHTO M288-06, incluida la retención del suelo, la permeabilidad, la resistencia a la obstrucción y la capacidad de supervivencia.
3. Colchones que proporcionen la flexibilidad adecuada y que incluyan características de disipación de energía. Los bordes deben estar empotados para mantener la estabilidad del borde bajo los flujos de inundación de diseño.
4. Revestimiento de concreto provisto de acuerdo con las contramedidas de losa protectora en grado en la Sección 6.12.4.2 y que contenga un anclaje adecuado al sistema de tierra reforzada bajo los flujos de inundación de diseño.
5. El blindaje de piedra y la escollera proporcionada para resistir tsunamis deben diseñarse de la siguiente manera: el diámetro de la piedra no debe ser menor que el tamaño determinado de acuerdo con los criterios de diseño basados en la profundidad y las corrientes de inundación del tsunami utilizando criterios de diseño en la literatura reconocida. Donde el número de Froude máximo,  $Fr$ , es 0.5 o mayor, la alta velocidad

los flujos turbulentos asociados con tsunamis deben ser considerados específicamente, usando métodos en la literatura reconocida.

Sujeto a una revisión independiente, se permitirá basar los diseños en modelos físicos o numéricos.

**6.12.4.5 Mejoramiento del Terreno.** Las contramedidas para mejorar el terreno deben diseñarse utilizando una mezcla de suelo y cemento para proporcionar una protección contra la socavación no erosionable según la Sección 6.12.2.4 y, como mínimo, proporcionar un refuerzo de resistencia de la masa de suelo y cemento de 100 psi (0,69 MPa) de resistencia a la compresión no confinada promedio.

#### 6.13 CONTRAMEDIDAS ESTRUCTURALES PARA CARGA DE TSUNAMI

Se permitirán las siguientes contramedidas para reducir los efectos estructurales de los tsunamis.

**6.13.1 Estructuras Abiertas.** Las Estructuras Abiertas no estarán sujetas al Caso de Carga 1 de la Sección 6.8.3.1. El efecto de carga de la acumulación de escombros contra o dentro de la Estructura Abierta se evaluará suponiendo una relación de cierre mínima del 50 % del área proyectada inundada a lo largo del perímetro de la Estructura Abierta.

**6.13.2 Barreras contra tsunamis.** Las barreras contra tsunamis utilizadas como contramedida estructural del perímetro externo deben diseñarse de acuerdo con los objetivos de desempeño de la estructura protegida para lograr conjuntamente los criterios de desempeño. Estos criterios incluyen la resistencia de la barrera, la estabilidad, la protección contra la erosión de taludes, la socavación del dedo del pie y los requisitos de estabilidad geotécnica y la altura y la huella de la barrera para evitar por completo la inundación durante el Tsunami Máximo Considerado. Cuando una barrera está diseñada para ser rebasada por el evento de diseño o tiene la intención de proporcionar solo una impedancia parcial del evento de diseño, la estructura protegida y sus cimientos deben diseñarse para la inundación residual resultante del evento de diseño. También se aplicarán los requisitos de tratamiento del sistema de cimentación de la Sección 6.12 de este capítulo.

**6.13.2.1 Información sobre Edificios Existentes y Otras Estructuras a Proteger.** Se permitirá que la información de construcción sobre la configuración del edificio, los componentes del edificio, el sitio y los cimientos se evalúe de acuerdo con ASCE 41 (2014), Capítulos 9 a 11.

**6.13.2.2 Disposición del Sitio.** Los límites espaciales de la disposición de las barreras contra tsunamis incluirán lo siguiente:

1. La barrera contra tsunamis se retirará de la estructura protegida para la protección del perímetro. Cualquier cambio de alineación

tendrá un radio mínimo de curvatura igual a por lo menos la mitad de la profundidad máxima de inundación.

2. Para el desbordamiento o la impedancia parcial a la inundación, como mínimo, los límites de la barrera deben proteger la estructura del flujo de la inundación en función de un ángulo de aproximación de 22,5 grados desde la costa. El ángulo de aproximación del flujo debe evaluarse de acuerdo con las Secciones 6.8.6.1 y 6.8.6.2.

#### 6.14 ESTRUCTURAS DE REFUGIO DE EVACUACIÓN VERTICAL DE TSUNAMI

Las Estructuras de Refugio de Evacuación Vertical de Tsunami designadas como un medio de evacuación alternativa por la Autoridad que tenga Jurisdicción se diseñarán de acuerdo con los requisitos adicionales de esta sección.

**6.14.1 Elevación y profundidad mínimas de inundación.** Los pisos del refugio contra tsunamis deben estar ubicados a no menos de 10 pies (3,05 m) o una altura de un piso por encima de 1,3 veces la elevación máxima considerada de inundación por tsunami en el sitio, según lo que sea mayor.

determinado por un análisis de inundación específico del sitio, como se indica en la Fig. 6.14-1. Esta misma elevación de inundación específica del sitio Máxima Considerada para Tsunami, factorizada por 1,3, también se utilizará para el diseño de la Estructura de Refugio de Evacuación Vertical de Tsunami de acuerdo con las Secciones 6.8 a 6.12.

**6.14.2 Refugio de Carga Viva.** Se debe usar una carga viva de ensamblaje, Lrefugio, de 100 libras por pie cuadrado (4,8 kPa) en cualquier área de piso de evacuación designada dentro del nivel del piso de un refugio contra tsunamis.

**6.14.3 Impactos de colocación.** Cuando la profundidad máxima de inundación excede los 6 pies (1,83 m), se debe considerar el impacto de derrumbe de las estructuras de postes adyacentes sobre las partes ocupadas del edificio.

**6.14.4 Información sobre Documentos de Construcción.** Los documentos de construcción incluirán los criterios de diseño de tsunamis y la capacidad de ocupación del área de refugio de tsunamis. Los planos de planta deberán indicar todas las áreas de refugio de la instalación y las rutas de salida de cada área. Las coordenadas de latitud y longitud del edificio se registrarán en los documentos de construcción.

**6.14.5 Revisión por pares.** El diseño estará sujeto a una revisión por pares independiente por parte de un profesional de diseño debidamente autorizado, quien deberá presentar un informe escrito a la autoridad competente sobre el cumplimiento del diseño con los requisitos de esta norma.

FIGURA 6.14-1 Elevación mínima del nivel del refugio [1 pie = 0,305 m]

## 6.15 SISTEMAS Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES DESIGNADOS

**6.15.1 Requisitos de desempeño.** Los componentes y sistemas no estructurales designados en estructuras ubicadas en la Zona de Diseño de Tsunami deberán estar protegidos de los efectos de inundación del tsunami o colocados en la estructura por encima de la elevación de inundación del Tsunami Máximo Considerado, de modo que los componentes y sistemas no estructurales designados sean capaces de realizar su función. función crítica durante y después del Tsunami Máximo Considerado. Las barreras contra tsunamis utilizadas como protección contra inundaciones deberán tener una elevación en la parte superior de la pared que no sea inferior a 1,3 veces la elevación máxima de inundación en la barrera. La barrera contra tsunamis también deberá cumplir con los requisitos de la Sección 6.13. Alternativamente, se permitirá diseñar los componentes y sistemas no estructurales designados directamente para los efectos del tsunami, siempre que la inundación no los impida realizar su función crítica durante y después del Tsunami Máximo Considerado.

## 6.16 CATEGORÍA III DE RIESGO DE TSUNAMI NO CONSTRUCCIÓN Y IV ESTRUCTURAS

**6.16.1 Requisitos para Estructuras No Edificables Categoría III de Riesgo de Tsunami.** Las estructuras no edificables de categoría III de riesgo de tsunami ubicadas en la zona de diseño de tsunami deben estar protegidas de los efectos de inundación de tsunami o diseñadas para resistir los efectos de las cargas de tsunami de acuerdo con la Sección 6.8 de este capítulo y de acuerdo con los requisitos de rendimiento específicos de la Sección 6.8.3 .

Las barreras contra tsunamis utilizadas como protección contra inundaciones deben tener una elevación en la parte superior de la pared que no sea inferior a 1,3 veces la elevación máxima de inundación en la barrera. La barrera contra tsunamis también deberá cumplir con los requisitos de la Sección 6.13.

**6.16.2 Requisitos para Estructuras No Edificables Categoría IV de Riesgo de Tsunami.** Los sistemas no estructurales designados de Categoría IV de Riesgo de Tsunami en estructuras no edificables ubicadas en la Zona de Diseño de Tsunami deben estar (1) protegidos de los efectos de inundación de tsunami, (2) ubicados por encima de 1.3 veces la elevación de inundación del Tsunami Máximo Considerado en tal

de manera que la estructura no edificable de Categoría IV de Riesgo de Tsunami sea capaz de realizar su función crítica durante y después del Tsunami Máximo Considerado, o (3) diseñada para resistir los efectos de las cargas de tsunami de acuerdo con la Sección 6.8 de este

capítulo y los requisitos de rendimiento específicos de la Sección 6.8.3.

Las barreras contra tsunamis utilizadas como protección contra inundaciones deberán tener una elevación en la parte superior de la pared que no sea inferior a 1,3 veces la elevación máxima de inundación en la barrera. La barrera contra tsunamis deberá también cumplir con los requisitos de la Sección 6.13.

## 6.17 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Esta sección enumera los estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo. Aquellos documentos referenciados identificados con un asterisco (\*) no son estándares de consenso; más bien, son documentos desarrollados dentro de la industria y representan procedimientos aceptables para el diseño y la construcción en la medida en que se hace referencia en la sección especificada.

AASHTO Guide Specifications and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges, 2nd Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, 2009, con 2010 Interim Revisions.

Citado en: Sección 6.11.5

AASHTO M288-06, Especificación estándar para la especificación de geotextiles para aplicaciones en carreteras, Asociación estadounidense de funcionarios estatales de carreteras y transporte, 2006.

Citado en: Sección 6.12.4.4 ASCE/

SEI 24-05, Diseño y construcción resistentes a inundaciones, Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, 2005.

Citado en: Sección 6.12.4.1 ASCE/

SEI 41-13, Evaluación sísmica y reacondicionamiento de Edificios, Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, 2014.

Citado en: Secciones 6.8.3.5.2.2 y 6.13.2.1 \*Memorándum

técnico de la NOAA OAR PMEL-135, Estándares, criterios y procedimientos para la evaluación de modelos numéricos de tsunamis de la NOAA, Administración Nacional Oceánica y Atmosférica, Laboratorio Ambiental Marino del Pacífico, 2007.

Citado en: Sección 6.7.6.7.2

## CAPÍTULO 7

### CARGAS DE NIEVE

#### 7.1 DEFINICIONES Y SÍMBOLOS

##### 7.1.1 Definiciones

**DERIVA:** La acumulación de nieve arrastrada por el viento que resulta en una carga adicional local en la estructura del techo en lugares como un parapeto o un escalón de techo.

**CARGA DE NIEVE PARA CUBIERTAS PLANAS:** Carga uniforme para cubiertas planas.

**EDIFICIOS DE CONGELADORES:** Edificios en los que la temperatura interior se mantiene en o por debajo del punto de congelación. Los edificios con un espacio de aire entre la capa de aislamiento del techo por encima y el techo del área del congelador por debajo no se consideran edificios con congeladores.

**CARGA DE NIEVE EN EL SUELO:** El peso específico del sitio de la nieve acumulada al nivel del suelo que se usa para desarrollar cargas de nieve en el techo de la estructura. Generalmente tiene un intervalo medio de recurrencia de 50 años.

**CARGA DE NIEVE MÍNIMA:** Carga de nieve sobre techos de poca pendiente, incluida la carga de nieve del techo inmediatamente después de una única tormenta de nieve sin viento.

**ESTANQUEAMIENTO:** Consulte las definiciones del Capítulo 8, Cargas de lluvia. **INESTABILIDAD DEL ENCANTO:** Consulte las definiciones del Capítulo 8, Cargas de lluvia.

**VALOR-R:** Una medida de la resistencia al flujo de calor a través de un componente o conjunto de techo por unidad de área.

**SUPERFICIE RESBALADIZA:** Membranas con una superficie lisa, por ejemplo, vidrio, metal o goma. Las membranas con una superficie de gránulos minerales o agregados incrustados no se consideran superficies resbaladizas.

**CARGA DE NIEVE DE TECHO INCLINADO:** Carga uniforme en horizontal proyección de un techo inclinado, también conocida como carga equilibrada.

**TECHO VENTILADO:** Techo que permite que el aire exterior circule naturalmente entre la superficie del techo por encima y la capa de aislamiento por debajo. El aire exterior comúnmente fluye desde el alero hasta la cumbre.

##### 7.1.2 Símbolos Ce

= factor de exposición determinado a partir de la Tabla 7.3-1.

Cs = factor de pendiente determinado a partir de la figura 7.4-1.

Ct = factor térmico determinado a partir de la Tabla 7.3-2. h = distancia de separación vertical en pies (m) entre el borde de un techo más alto

incluyendo cualquier parapeto y el borde de un techo adyacente más bajo excluyendo cualquier parapeto. hb = altura de la carga de nieve equilibrada determinada dividiendo ps por  $\bar{y}$ , en pies (m). hc = altura libre desde la parte superior de la carga de nieve equilibrada hasta (1) el punto más cercano en el techo superior adyacente, (2) la parte superior del parapeto o (3) la parte superior de una proyección en el techo, en pies (m). hd = altura de la acumulación de nieve, en pies (m). hd1 o hd2 = alturas de ventisqueros, en pies (m), donde dos inter-

Se pueden formar ventisqueros seccionales. ho = altura de la obstrucción sobre la superficie del techo, en pies (m).

Is = factor de importancia prescrito en la Sección 7.3.3.

lu = longitud del techo contra el viento de la deriva, en pies (m). pd = intensidad máxima de la carga de sobrecarga de deriva, en lb/ft<sup>2</sup> (kN/m<sup>2</sup>).

pf = carga de nieve en techos planos ("plano"= pendiente del techo  $\bar{y}$  5°), en lb/ft<sup>2</sup> (kN/m<sup>2</sup>). pg = carga de nieve sobre el suelo según se determina a partir de la Fig. 7.2-1 y la Tabla 7.2-1; o un análisis específico del sitio, en lb/ft<sup>2</sup> (kN/m<sup>2</sup>). pm = carga de nieve mínima para techos de pendiente baja, en lb/ft<sup>2</sup> (kN/m<sup>2</sup>). ps = carga de nieve de techo inclinado (equilibrada), en lb/ft<sup>2</sup> (kN/m<sup>2</sup>). s = distancia de separación horizontal en pies (m) entre los bordes de dos edificios adyacentes.

S = corrida de pendiente del techo para una elevación de uno. w = ancho de la acumulación de nieve, en pies (m). w1 o w2 = anchos de ventisqueros, en pies (m), donde dos inter-

Se pueden formar ventisqueros seccionales.

W = distancia horizontal desde el alero hasta la cumbre, en pies (m).  $\bar{y}$  = densidad de la nieve, en lb/ft<sup>3</sup> (kN/m<sup>3</sup>), según se determina a partir de la ecuación. (7.7-1).

$\bar{y}$  = pendiente del techo en el lado de sotavento, en grados.

#### 7.2 CARGAS DE NIEVE EN EL SUELO, pg Las

cargas de nieve en el suelo, pg, que se utilizarán en la determinación de las cargas de nieve de diseño para techos serán las establecidas en la Fig. 7.2-1 para los Estados Unidos contiguos y la Tabla 7.2-1 para Alaska. Se deben realizar estudios de casos específicos del sitio para determinar las cargas de nieve en el suelo en las áreas designadas CS en la Fig. 7.2-1 (consulte también las Tablas 7.2-2 a 7.2-8). Las cargas de nieve en el suelo para sitios en elevaciones por encima de los límites indicados en la Fig. 7.2-1 y para todos los sitios dentro de las áreas CS deberán ser aprobadas por la autoridad competente. La determinación de la carga de nieve en el suelo para tales sitios se basará en un análisis estadístico de valor extremo de los datos disponibles en las inmediaciones del sitio utilizando un valor con una probabilidad anual de 2% de ser excedido (intervalo medio de recurrencia de 50 años).

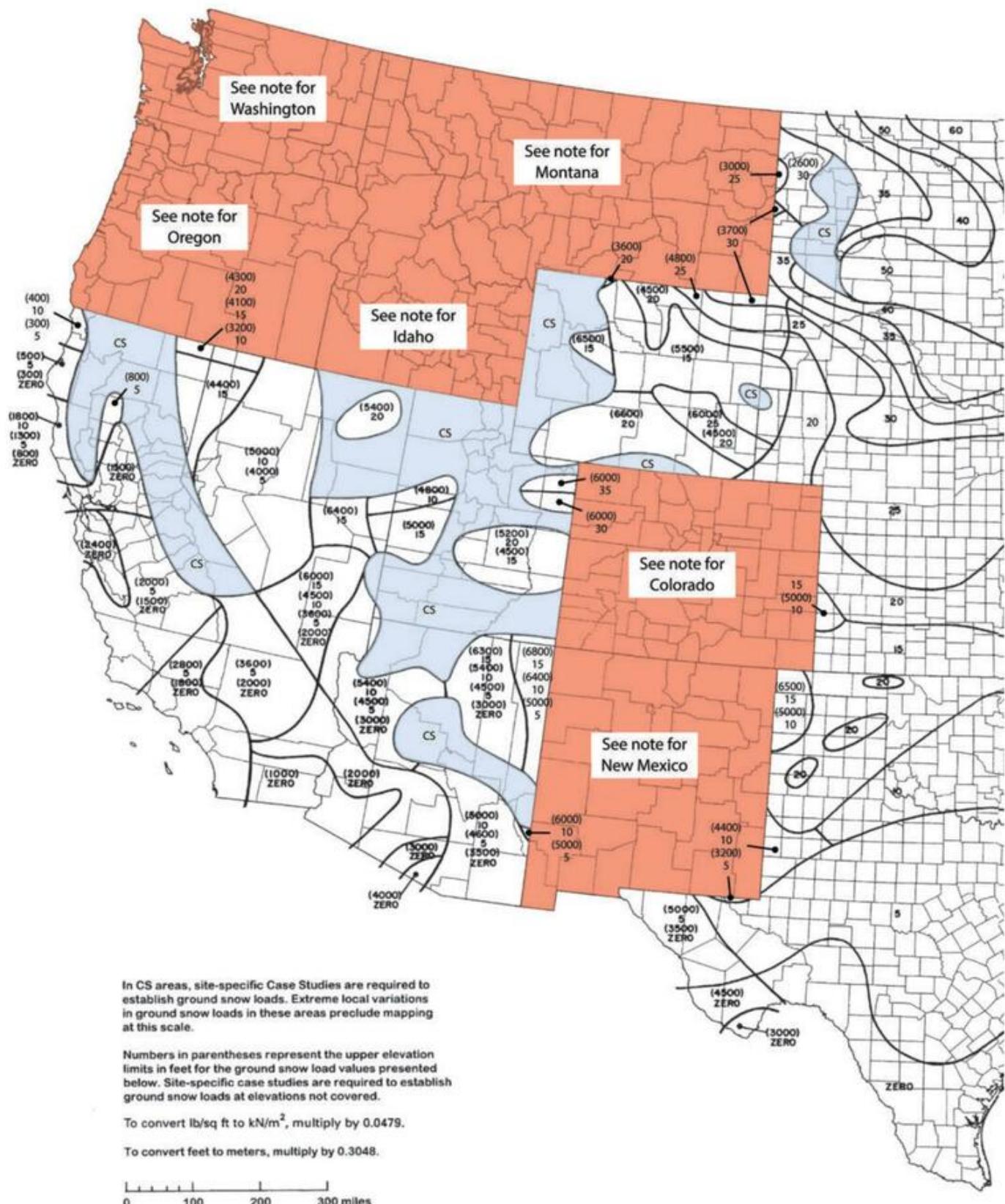
Las cargas de nieve son cero para Hawái, excepto en zonas montañosas. regiones según lo determine la autoridad competente.

El factor de importancia multiplicado por la carga de nieve en el suelo, Ispg, se utilizará como la carga de nieve equilibrada para las superficies de acumulación de nieve, como terrazas, balcones y otras superficies cercanas al nivel del suelo o techos de espacios subterráneos, cuya altura sobre la superficie del suelo es menos que la profundidad de la nieve del suelo, hg (hg = pg $\bar{y}$ ).

#### 7.3 CARGAS DE NIEVE DE TECHO PLANO, pf

La carga de nieve del techo plano, se calculará en lb/ft<sup>2</sup> (kN/m<sup>2</sup>) pf , utilizando la siguiente fórmula:

$$pf = 0.7CeCtlspg \quad (7.3-1)$$



Nota: Consulte la Tabla 7.2-2 para Colorado; ver la Tabla 7.2-3 para Idaho; véase la Tabla 7.2-4 para Montana; véase la Tabla 7.2-5 para Washington; véase la Tabla 7.2-6 para Nuevo México; consulte la Tabla 7.2-7 para Oregón; consulte la Tabla 7.2-8 para New Hampshire.

FIGURA 7.2-1 Cargas de nieve en el suelo, pg, para los Estados Unidos (lb/ft<sup>2</sup>)

7.3.1 Factor de exposición, Ce . El valor de Ce se determinará a partir de la Tabla 7.3-1.

7.3.2 Factor Térmico, Ct. El valor de Ct se determinará a partir de la Tabla 7.3-2.

7.3.3 Factor de Importancia, Is. El valor de Is se determinará a partir de la Tabla 1.5-2 en función de la Categoría de riesgo de la Tabla 1.5-1.

7.3.4 Carga mínima de nieve para techos de pendiente baja, pm. Una carga mínima de nieve en el techo, pm, solo se aplicará a monopendientes,

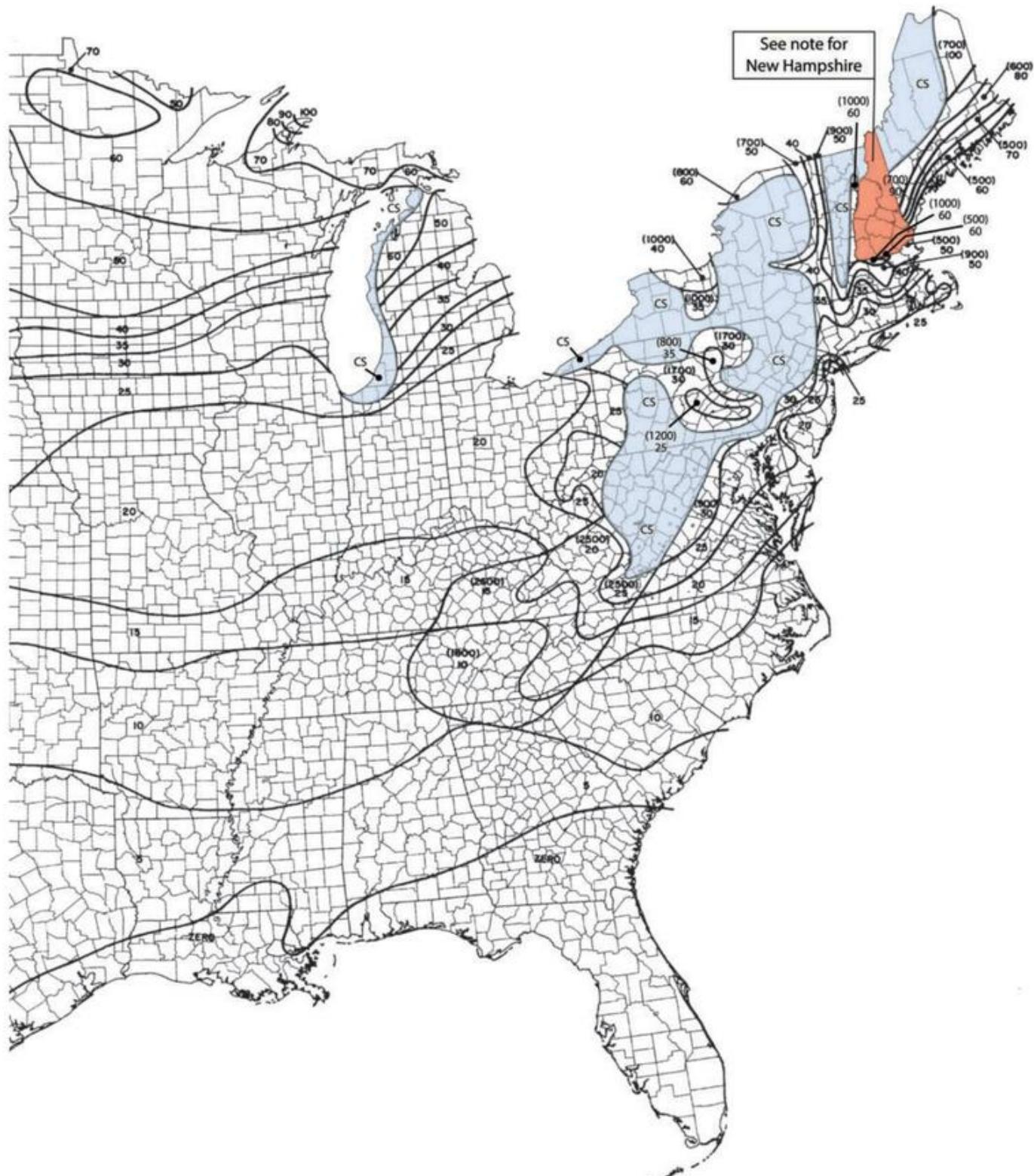


FIGURA 7.2-1 (Continuación)

a cuatro aguas, techos a dos aguas con pendientes menores de 15° y a techos curvos donde el ángulo vertical del alero a la corona es menor a 10°. La carga mínima de nieve sobre el techo para techos de poca pendiente se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

Donde  $pg$  es 20 lb/ft<sup>2</sup> (0,96 kN/m<sup>2</sup>) o menos:

$$pm = Ispg \delta \text{Factor de importancia} \times pg$$

Donde  $pg$  excede 20 lb/ft<sup>2</sup> (0,96 kN/m<sup>2</sup>):

$$pm = 20 \delta Isp \delta 20 lb/ft^2 \text{ veces Factor de importancia}$$

$$pm = 0.96 \delta Isp \delta 0.96 kN/m^2 \text{ veces Factor de importancia}$$

Esta carga mínima de nieve en el techo es un caso de carga uniforme separada.

No es necesario que se use para determinar o en combinación con cargas a la deriva, deslizantes, desequilibradas o parciales.

Tabla 7.2-1 Cargas de nieve en el suelo, pg, para ubicaciones en Alaska

Ubicación	Ib/yft2	kN/m2	Ubicación	Ib/yft2	kN/m2	Ubicación	Ib/yft2	kN/m2
Adak	30	1.4	Galena	60	2.9	San Petersburgo	150	7.2
Anclaje	50	2.4	Gulkana	70	3.4	San Pablo	40	1.9
Angún	70	3.4	Homero	40	1.9	Seward	50	2.4
Carretera	25	1.2	Juneau	60	2.9	Shemya	25	1.2
Permuta	35	1.7	Kenai	70	3.4	sitka	50	2.4
Templo no conformista	40	1.9	Kodiak	30	1.4	Talkeetna	120	5.8
gran delta	50	2.4	Kotzebue	60	2.9	Unalakleet	50	2.4
bahía fría	25	1.2	McGrath	70	3.4	Valdez	160	7.7
Córdoba	100	4.8	Nénana	80	3.8	Whittier	300	14.4
Fairbanks	60	2.9	nombre	70	3.4	Wrangell	60	2.9
Fuerte Yukón	60	2.9	Palmero	50	2.4	Yakutat	150	7.2

#### 7.4 CARGAS DE NIEVE DE CUBIERTA INCLINADA, ps

Se supondrá que las cargas de nieve que actúan sobre una superficie inclinada actúan sobre la proyección horizontal de esa superficie. El techo inclinado

La carga de nieve (equilibrada), ps, se obtendrá multiplicando la

carga de nieve en techo plano, pf, por el factor de pendiente del techo, Cs:

$$ps = Cspf \quad (7.4-1)$$

Valores de Cs para techos cálidos, techos fríos, techos curvos y los techos múltiples se determinan a partir de las Secciones 7.4.1 a 7.4.4. El factor térmico, Ct, de la Tabla 7.3-2 determina si un techo es "frío" o "caliente". Los valores de "superficie resbaladiza" se utilizarán únicamente donde la superficie del techo no está obstruida y hay suficiente espacio disponible debajo del alero para aceptar toda la nieve deslizante. Un techo deberá ser considerado libre de obstrucciones si no existen objetos sobre ella que impidan nieve sobre ella por deslizamiento. Áreas de techo con dispositivos de retención de nieve no se considerará libre de obstáculos. Las superficies resbaladizas incluirán membranas de metal, pizarra, vidrio y bituminosas, caucho y plástico con una superficie lisa. Membranas con un agregado incrustado o La superficie del gránulo mineral no se considerará lisa. Asfalto las tejas, las tejas de madera y los listones no se considerarán resbaladizos.

7.4.1 Factor de pendiente de techo templado, Cs. Para cubiertas cálidas (Ct ≥ 1,0 como se determina en la Tabla 7.3-2) con una superficie resbaladiza sin obstrucciones . superficie que permite que la nieve se deslice de los aleros, la pendiente del techo el factor Cs se determinará usando la línea discontinua en la Fig. 7.4-1a, siempre que para techos calientes no ventilados, su temperatura la resistencia (valor R) es igual o superior a 30 ft2 hr°F/Btu (5,3°C m2jW) y para techos cálidos ventilados, su valor R es igual o superior a 20 ft2 hr°F/Btu (3,5°C m2jW). Aire exterior podrá circular libremente bajo techo ventilado desde su alero a su cumbre. Para techos cálidos que no cumplen con las condiciones antes mencionadas , la linea continua en la Fig. 7.4-1a utilizarse para determinar el factor de pendiente del techo Cs.

7.4.2 Factor de pendiente de techo frío, Cs. Los techos fríos son aquellos con una Ct > 1,0 según lo determinado en la Tabla 7.3-2. Para techos fríos con Ct = 1,1 y una superficie resbaladiza sin obstrucciones que permita que la nieve deslizarse de los aleros, el factor de pendiente del techo Cs se determinará utilizando la línea punteada de la figura 7.4-1b. Para todos los demás techos fríos con Ct = 1,1, la línea continua de la Fig. 7.4-1b se utilizará para determinar el factor de pendiente del techo Cs. Para techos fríos con Ct = 1.2 o mayor y una superficie resbaladiza sin obstrucciones que permita que la nieve se deslice a los aleros, el factor de pendiente del techo Cs se determinará utilizando el línea discontinua en la figura 7.4-1c. Para todos los demás techos fríos con Ct = 1,2 o más grande, la línea continua en la Fig. 7.4-1c debe usarse para determinar el factor de pendiente del techo Cs.

#### 7.4.3 Factor de pendiente del techo para techos curvos. Porciones de curvas

Los techos que tengan una pendiente superior a 70° se considerarán libres de carga de nieve (es decir, Cs = 0). Las cargas equilibradas se determinarán a partir de los diagramas de carga balanceada en la figura 7.4-2 con Cs determinado a partir de la curva apropiada en la figura 7.4-1.

7.4.4 Factor de pendiente del techo para placa plegada múltiple, diente de sierra, y techos de bóveda de cañón. Placa plegada múltiple, diente de sierra o los techos de bóveda de cañón tendrán un Cs = 1.0, sin reducción de nieve carga debido a la pendiente (es decir, ps = pf ).

7.4.5 Presas de hielo y carámbanos a lo largo de los aleros. Dos tipos de calor los techos que drenan agua sobre sus aleros deben ser capaces de soportar una carga uniformemente distribuida de 2pf en todos los voladizos porciones: las que no están ventiladas y tienen un valor R menor de 30 ft2 hr°F/Btu (5,3°C m2jW) y los que están ventilados y tienen un valor R inferior a 20 ft2 hr°F/Btu (3,5°C m2jW). La carga sobre el voladizo se basará en la nieve del techo plano carga para la porción calentada del techo pendiente arriba del exterior muro. Ninguna otra carga, excepto las cargas muertas, deberá estar presente en el techo cuando se aplica esta carga uniformemente distribuida.

7.4.6 Cargas de nieve en techos inclinados para Estructuras. Carga de nieve en el techo para estructuras sustentadas por aire con tela exterior recubierta de vinilo será como se muestra en la Fig. 7.4-3.

#### 7.5 CARGA PARCIAL

El efecto de tener tramos seleccionados cargados con el equilibrado carga de nieve y tramos restantes cargados con la mitad de la equilibrada la carga de nieve se investigará de la siguiente manera:

7.5.1 Sistemas de haz continuo. Sistemas de haz continuo se investigarán los efectos de las tres cargas que se muestran en Figura 7.5-1:

Caso 1: Carga de nieve totalmente equilibrada en cualquier tramo exterior y la mitad de la carga de nieve equilibrada en todos los demás tramos.

Caso 2: La mitad de la carga de nieve equilibrada en cualquiera de los vanos exteriores y carga de nieve totalmente equilibrada en todos los demás tramos.

Caso 3: Todas las combinaciones posibles de carga de nieve totalmente equilibrada en dos tramos adyacentes cualesquier y la mitad de la carga de nieve equilibrada en todos los demás tramos. Para este caso, habrá (n-1) posibles combinaciones donde n es igual al número de vanos en el sistema de haz continuo.

Si en alguno de los casos anteriores se presenta un voladizo, se deberá considerado como un lapso.

Tabla 7.2-2 Cargas de nieve en el suelo para ubicaciones seleccionadas en Colorado

Ciudad/Pueblo	condado	nieve molida		Elevación (pies)	Ciudad/Pueblo	condado	nieve molida		Elevación (pies)
		Carga (lb/ft <sup>2</sup> )	Elevación (pies)				Carga (lb/ft <sup>2</sup> )	Elevación (pies)	
Al este de la I-25 y por debajo		30	<4,500		cataratas americanas	Energía	24	4,406	
4500 pies					Amón	Bonneville	24	4,718	
Álamosa	Álamosa	25	7,540		Pie negro	Bingham	28	4,498	
Álamo temblón	Pitkin	75	7,890		Logia de la cuenca falsa	ada	137	6,176	
Aurora	Arapahoe	40	5,400		Boise	ada	15	2,681	
Beaver Creek	Águila	75	8,080		Monte Brundage. Presentar	Valle	207	6,038	
Roca	Roca	40	5,330		Bühl	cataratas gemelas	28	3,769	
Breckenridge	Cumbre	80	9,600		Burley	Casia	19	4,159	
Brighton	adams	35	4,980		Caldwell	Cañón	18	2,376	
buena Vista	Chaffee	35	7,960		Chubbuck	Bannock	31	4,467	
Ciudad del Cañón	Fremont	35	5,350		Corazón de Alene	Kootenai	43	2,189	
Castillo de roca	douglas	45	6,220		Águila	ada	18	2,566	
Ciudad central	Gilpin	85	8,510		Emmett	Joya	15	2,363	
Colorado Springs	El Paso	45	6,010		tierra de frutas	Payette	18	2,226	
Montaña de cobre	Cumbre	80	9,700		Ciudad Jardín	ada	15	2,673	
Cortés	Moctezuma	30	6,190		bueno	bueno	27	3,571	
craig	Moffat	30	6,200		Grangeville	Idaho	18	3,400	
credo	Mineral	—	8,800		hailey	Blaine	82	5,323	
arroyo lisiado	Cajero	70	9,490		Hayden	Kootenai	62	2,287	
Delta	Delta	25	4,960		Heyburn	Minidoka	19	4,146	
denver	denver	35	5,280		Homedale	Owyhee	16	2,231	
Durango	La Plata	55	6,530		McCall	Valle	23	4,725	
Águila	Águila	45	6,600		Kimberley	ada	14	3,924	
parque de los estes	Larimer	—	7,250		kunas	Blaine	14	2,693	
Juego limpio	parque	55	9,950		Iewiston	Nez Percé	10	994	
fuerte collins	Larimer	35	5,000		Post Falls	Blaine	92	5,846	
georgetown	Arroyo claro	60	8,520		Meridiano	Blaine	157	5,012	
manantiales de glenwood	Garfield	40	5,760		Middleton	cañon gemelas	16	2,605	
dorado	jefferson	40	5,670		montpellier	Idaho	18	2,400	
abuela	grandioso	55	7,980		Moscú	lago del oso	45	5,986	
gran cruce	Colina baja	25	4,590		Casa de montaña	Latah	38	2,580	
Greeley	Soldar	30	4,680		Nampa	Elmore	15	2,563	
gunnison	gunnison	45	7,700		Orofino	Cañón	15	2,517	
Piedra clave	Cumbre	70	9,170		Payette	Agua clara	19	1,017	
Leadville	lago	75	10,160		Pocatello	McCall	17	2,148	
Longmont	Roca	35	4,980		Post Falls	Bannock	31	4,463	
más manso	Río Blanco	40	6,240		Preston	franklin	79	2,183	
Montrose	Montrose	25	5,810		Rathdrum	Kootenai	72	4,715	
Monte Crested Butte	gunnison	155	9,900		Rexburg	madison	87	2,211	
Manantiales de Pagosa	Archuleta	75	7,130		Rigby Rupert	jefferson	50	4,863	
Paonia	Delta	35	5,680		St. Anthony	Minidoka	32	4,851	
pueblo	pueblo	30	4,690		Salmon	Fremont	18	4,154	
Rifle	Garfield	40	5,350		Sandpoint	Lemhi	37	4,963	
Salida	Chaffee	45	7,080		Schweitzer	Bonner	15	3,943	
Aldea de masa de nieve	Pitkin	90	8,210		Basin Lodge Shelley Silver Mt.	Bonner	56	2,101	
Manantiales de barcos de vapor	Routt	85	6,730		Lodge Soda Springs Star Sun	Bingham	243	4,175	
Telururo	San Miguel	75	8,790		Valley Mt. Baldy	shoshone	35	4,629	
Trinidad	Las Ánimas	45	6,030		caribú	Valley Mt. Baldy	173	5,040	
Vail	Águila	90	8,190		ada	caribú	70	5,769	
Montaña de Vail	Águila	175	10,300		Blaine	ada	16	2,471	
parque de invierno	grandioso	100	9,050		cataratas gemelas	Blaine	197	9,000	

Nota: Para convertir Ib/ft<sup>2</sup> a kN/m<sup>2</sup>, multiplique por 0.0479. Para convertir pies a metros, multiplique por 0.3048.

1. Los requisitos legales de la Autoridad que tiene jurisdicción no son incluido en esta tabla estatal de carga de nieve en tierra.
2. Para lugares donde hay un cambio sustancial en la altitud sobre el jurisdicción, la carga se aplica en y por debajo de la elevación citada, con una tolerancia de 100 pies (30 m).
3. Para otras ubicaciones en Colorado, consulte Cargas de nieve de diseño de Colorado 2016, Asociación de Ingenieros Estructurales de Colorado, <http://seacolorado.org>, para cargas de nieve en el suelo.

Tabla 7.2-3 Cargas de nieve en el suelo para ubicaciones seleccionadas en Idaho

Ciudad/Pueblo	condado	nieve molida		Elevación (pies)	Ciudad/Pueblo	condado	nieve molida		Elevación (pies)
		Carga (lb/ft <sup>2</sup> )	Elevación (pies)				Carga (lb/ft <sup>2</sup> )	Elevación (pies)	
cataratas americanas		24	4,406		Amón	Bonneville	24	4,718	
Boise		28	4,498		Pie negro	Bingham	137	6,176	
Monte Brundage. Presentar		ada	15		Logia de la cuenca falsa	ada	15	2,681	
Bühl		207	6,038		Monte Brundage. Presentar	Valle	207	6,038	
Bühl		28	3,769		Boise	cañon gemelas	28	3,769	
Burley		19	4,159		Bühl	cañon gemelas	28	3,769	
Caldwell		18	2,376		Burley	cañon gemelas	19	4,159	
Chubbuck		31	4,467		Caldwell	cañon gemelas	18	2,376	
Corazón de Alene		43	2,189		Chubbuck	cañon gemelas	18	2,376	
Corazón de Alene		18	2,566		Corazón de Alene	cañon gemelas	18	2,566	
Corazón de Alene		15	2,363		Corazón de Alene	cañon gemelas	15	2,363	
Corazón de Alene		18	2,226		Corazón de Alene	cañon gemelas	18	2,226	
Corazón de Alene		15	2,673		Corazón de Alene	cañon gemelas	15	2,673	
Corazón de Alene		27	3,571		Corazón de Alene	cañon gemelas	27	3,571	
Corazón de Alene		18	3,400		Corazón de Alene	cañon gemelas	18	3,400	
Corazón de Alene		12	3,764		Corazón de Alene	cañon gemelas	12	3,764	
Corazón de Alene		92	5,846		Corazón de Alene	cañon gemelas	92	5,846	
Corazón de Alene		14	3,924		Corazón de Alene	cañon gemelas	14	3,924	
Corazón de Alene		14	2,693		Corazón de Alene	cañon gemelas	14	2,693	
Corazón de Alene		10	994		Corazón de Alene	cañon gemelas	10	994	
Corazón de Alene		157	5,012		Corazón de Alene	cañon gemelas	157	5,012	
Corazón de Alene		16	2,605		Corazón de Alene	cañon gemelas	16	2,605	
Corazón de Alene		23	4,725		Corazón de Alene	cañon gemelas	23	4,725	
Corazón de Alene		72	2,183		Corazón de Alene	cañon gemelas	72	2,183	
Corazón de Alene		79	4,715		Corazón de Alene	cañon gemelas	79	4,715	
Corazón de Alene		87	2,211		Corazón de Alene	cañon gemelas	87	2,211	
Corazón de Alene		50	4,863		Corazón de Alene	cañon gemelas	50	4,863	
Corazón de Alene		32	4,851		Corazón de Alene	cañon gemelas	32	4,851	
Corazón de Alene		18	4,154		Corazón de Alene	cañon gemelas	18	4,154	
Corazón de Alene		37	4,963		Corazón de Alene	cañon gemelas	37	4,963	
Corazón de Alene		15	3,943		Corazón de Alene	cañon gemelas	15	3,943	
Corazón de Alene		15	2,517		Corazón de Alene	cañon gemelas	15	2,517	
Corazón de Alene		19	1,017		Corazón de Alene	cañon gemelas	19	1,017	
Corazón de Alene		17	2,148		Corazón de Alene	cañon gemelas	17	2,148	
Corazón de Alene		31	4,463		Corazón de Alene	cañon gemelas	31	4,463	
Corazón de Alene		79	4,715		Corazón de Alene	cañon gemelas	79	4,715	
Corazón de Alene		72	2,183		Corazón de Alene	cañon gemelas	72	2,183	
Corazón de Alene		87	2,211		Corazón de Alene	cañon gemelas	87	2,211	
Corazón de Alene		50	4,863		Corazón de Alene	cañon gemelas	50	4,863	
Corazón de Alene		32	4,851		Corazón de Alene	cañon gemelas	32	4,851	
Corazón de Alene		18	4,154		Corazón de Alene	cañon gemelas	18	4,154	
Corazón de Alene		37	4,963		Corazón de Alene	cañon gemelas	37	4,963	
Corazón de Alene		15	3,943		Corazón de Alene	cañon gemelas	15	3,943	
Corazón de Alene		15	3,734		Corazón de Alene	cañon gemelas	15	3,734	
Corazón de Alene		197	9,000		Corazón de Alene	cañon gemelas	197	9,000	
Corazón de Alene		35	4,629		Corazón de Alene	cañon gemelas	35	4,629	
Corazón de Alene		173	5,040		Corazón de Alene	cañon gemelas	173	5,040	
Corazón de Alene		70	5,769		Corazón de Alene	cañon gemelas	70	5,769	
Corazón de Alene		16	2,471		Corazón de Alene	cañon gemelas	16	2,471	
Corazón de Alene		197	9,000		Corazón de Alene	cañon gemelas	197	9,000	
Corazón de Alene		35	4,629		Corazón de Alene	cañon gemelas	35	4,629	
Corazón de Alene		17	2,129		Corazón de Alene	cañon gemelas	17	2,129	
Corazón de Alene		20	3,433		Corazón de Alene	cañon gemelas	20	3,433	

Nota: Para convertir Ib/ft<sup>2</sup> a kN/m<sup>2</sup>, multiplique por 0.0479. Para convertir pies a metros, multiplique por 0.3048.

1. Los requisitos legales de la Autoridad que tiene jurisdicción no son incluido en esta tabla estatal de carga de nieve en tierra.
2. Para lugares donde hay un cambio sustancial en la altitud sobre el jurisdicción, la carga se aplica en y por debajo de la elevación citada, con una tolerancia de 100 pies (30 m).
3. Para conocer otras ubicaciones en Idaho, consulte Al Hatailah, Godfrey, Nielsen y Saco (2015), "Cargas de nieve en el suelo para Idaho", Departamento de Ingeniería Civil, Univ. de Idaho, Moscow, ID, <http://www.lib.uidaho.edu/digital/idahosnow/> para valores de carga de nieve en el suelo.

Tabla 7.2-4 Cargas de nieve en el suelo para ubicaciones seleccionadas en Montana

Ciudad/Pueblo	condado	nieve molida Carga (lb/yd <sup>2</sup> )	Elevación (pi)
Anaconda	Refugio de ciervos	47	5,676
panadero	Caer sobre	46	2,966
Belgrado	Galatina	33	4,446
Big Mt. Resort Big	cabeza plana	94	4,464
Timber Billings	herba dulce	37	4200
Boulder	piedra amarilla	29	3,242
	jefferson	74	4,948
Bozeman	Galatina	40	4,823
mota	Arco de plata	36	5,824
Chinook	Blaine	61	2,418
Choteau	Tetón	19	3,799
tira de col	Capullo de rosa	18	3,232
cataratas de columbia	cabeza plana	71	3,015
Colón	Aqua quieta	41	3,599
Conrado	Pondera	desconocida	3,520
Cortar banco	glaciar	17	3,793
Refugio de ciervos	Powell	27	4,593
Dillon	cabeza de castor	23	5,125
Helena oriental	Lewis y Clark	28	3,904
Forsyth	Capullo de rosa	20	2,510
Fuerte Benton	chouteau	29	2,713
Glasgow	Valle	24	2,146
Glendive	Dawson	desconocida	2,067
Grandes caídas	cascada	32	3,399
hamilton	Ravalli	43	3,619
Hardín	Cuerno grande	15	2,904
Havre	colina	49	2,500
helena	Lewis y Clark	27	4,013
Kalispell	cabeza plana	56	2,992
Laurel	piedra amarilla	36	3,356
Lewis Hgts.	Fergus	50	3,914
Libby	lincoln	76	2,198
Livingston	parque	33	4,544
Malta	Phillips	30	2,284
manhattan	Galatina	21	4,242
Millas de la ciudad	custer	25	2,362
Missoula	Missoula	34	3,245
Plentywood	Sheridan	73	2,080
Polson	lago	63	2,999
Logia Roja	Carbón	109	5,610
Ronan	lago	50	3,077
Redondeo	mejillón	21	3,209
Shelby	herramienta	28	3,301
Sidney	ricalandia	27	1,969
stevensville	Ravalli	48	3,399
cataratas thompson	Lijadoras	51	2,507
tres tenedores	Galatina	22	4,085
Townsend	agua ancha	11	3,868
W.Yellowstone	Galatina	122	6,713
Pescado blanco	cabeza plana	67	2,999
Punto de lobo	roosevelt	24	2,057

Nota: Para convertir lb·ft<sup>2</sup> a kN·m<sup>2</sup>, multiplique por 0.0479. Para convertir pies a metros, multiplique por 0.3048.

1. Los requisitos legales de la Autoridad que tiene jurisdicción no son incluidos en esta tabla estatal de carga de nieve en tierra.
  2. Para lugares donde hay un cambio sustancial en la altitud sobre el límite de jurisdicción, la carga se aplica en y por debajo de la elevación citada, con una tolerancia de 100 pies (30 m).
  3. Para otras ubicaciones en Montana, consulte Theisen, GP, MJ Keller, JE Stephens, FF Videon y JP Schilke, (2004), "Cargas de nieve para Diseño Estructural en Montana", Departamento de Ingeniería Civil, Bozeman, Montaña de Montaña, <http://www.coe.montana.edu/snowload/> para carga de nieve en el suelo valores.

Tabla 7.2-5 Cargas de nieve en el suelo para ubicaciones seleccionadas en Washington

Ciudad/Pueblo	condado		nieve molida
		Carga (lb/yd <sup>2</sup> )	Elevación (pies)
Arlington	snohomish	17	120
Castaño	Rey	20	85
isla de bainbridge	kitsap	15	100
Bellevue	Rey	20	100
bellingham	watcom	15	100
lago bonney	atravesar	18	40
ambos	Rey	20	90
Bremerton	kitsap	15	100
Burien	Rey	16	325
Monte de cristal de Covington.	Rey	20	85
atravesar		438	4,380
Des Moines	Rey	18	370
Edmonds	snohomish	20	350
Ellensburg	kittitas	34	1,540
Everett Federal	snohomish	15	110
Way Issaquah	Rey	20	85
Kenmore	Rey	20	100
Kennewick Kent	Rey	20	90
Kirkland	Empeñado en	15	400
	Rey	20	50
	Rey	20	180
encaje	Thurston	15	200
lago stevens	snohomish	15	250
Lakewood	atravesar	15	235
Larga vista	vaca	18	21
Lynwood	snohomish	22	435
Valle del arce	Rey	23	440
Marysville	snohomish	16	20
Isla Mercer	Rey	16	320
Monte Baker	whatcom	588	4200
Monte Spokane	Spokane	151	5,800
Monte Vernon	skagit	15	180
puerto de roble	isla	17	120
Olimpia	Thurston	15	130
Pasco	franklin	15	383
pullman	Whitman	30	2,400
Puyallup	atravesar	18	40
Redmond	Rey	20	120
Rentón	Rey	20	15
ricalandia	Empeñado en	15	359
sammamish	Rey	28	520
SeaTac	Rey	22	440
Seattle	Rey	20	350
Orilla	Rey	22	450
Paso Snoqualmie	kittitas	433	3,000
Spokane	Spokane	39	2,000
Valle de Spokane	Spokane	39	2,000
Paso de Stevens	Chelán	400	4,060
	atravesar	21	380
Universidad	Rey	16	325
de Tacoma	atravesar	20	400
Tukwila. Lugar	clark	20	150
Vancouver	walla-walla	18	1,000
Walla Walla	Chelán	22	780
Wenatchee	Yakima	244	4,720
White Pass Yakima	Yakima	19	1,066

Nota: Para convertir lb·ft<sup>2</sup> a kN·m<sup>2</sup>, multiplique por 0.0479. Para convertir pies a metros, multiplique por 0.3048.

1. Los requisitos legales de la Autoridad que tiene jurisdicción no son incluido en esta tabla estatal de carga de nieve en tierra.
  2. Para lugares donde hay un cambio sustancial en la altitud sobre el jurisdicción, la carga se aplica en y por debajo de la elevación citada, con una tolerancia de 100 pies (30 m).
  3. Para otras ubicaciones en Washington, consulte Structural Engineers Association of Washington (1995). "Análisis de carga de nieve para Washington", Seattle, WA. [www.seaw.org](http://www.seaw.org), para valores de carga de nieve en el suelo.

Tabla 7.2-6 Cargas de nieve en el suelo para ubicaciones seleccionadas en  
Nuevo Mexico

Ciudad/Pueblo	condado	nieve molida Carga (lb/ft <sup>2</sup> )	Elevación (pie)	Ciudad/Pueblo	condado	nieve molida Carga (lb/ft <sup>2</sup> )	Elevación (pie)
Alamogordo	Otero	4	4,300	Antílope	Wasco	17	2,840
Alburquerque	Bernalillo	18	5,000	ashland	jackson	13	1,990
artesia	Remolino	10	3,400	Astoria	Clatsop	11	10
azteca	San Juan	10	5,600	ciudad panadero	panadero	17	3,450
Bloomfield	San Juan	9	5,500	Bandón	arrullos	0	20
carlsbad	Remolino	10	3,100	doblar	Deschutes	20	3,660
Clodoveo	Curry	10	4,300	mota negra	Deschutes	19	970
Corrales	Sandoval	9	5,000	Presa de Bonneville	río capucha	44	60
Deming	Luna	8	4,300	Brookings	Curry	1	50
Española	Río Arriba	10	5,600	quemaduras	Harney	20	4,140
Farmington	San Juan	10	5,300	Corvallis	Empeñado en	14	230
Gallup	McKinley	13	6,500	Lago del cráter	Klamath	461	6,470
Subsidios	Cibola	decáls	6,450	lago creciente	Klamath	154	4,760
Hobbs	Pasto	10	3,600	dallas	polaca	20	290
Jémez	Sandoval	18	6,200	detroit	Marion	78	1,730
Las Cruces	doña ana		3,900	lago diamante	Klamath	10	4,160
Las Vegas	San Miguel	9 22	6,400	Empresa	Wallowa	26	3,280
Los Álamos	Los Álamos	30	7,300	eugenio	carril	12	360
Los Lunas	Valencia	6	4,900	Arboleda del bosque	Washington	17	180
portales	roosevelt	9	4,000	Fósil	Rodador	21	2,650
Roca roja	Conceder	4	6,800	campamento de gobierno	Clackamas	321	3,980
Roswell	Chaves	14	3,600	Pase de subvenciones	josefina	6	920
ruidoso	lincoln	25	6,700	Heppner	Día siguiente	17	1,880
Santa Fe	Santa Fe	15	7,000	rio capucha	rio capucha	43	500
Shiprock	San Juan	9	4,900	juan dia	panadero	8	500
Socorro	Socorro	13	4,600	José	Wallowa	16	4,020
Zuni	McKinley	14	6,300	cataratas klamath	Klamath	23	4,100

Nota: Para convertir lb/ft<sup>2</sup> a kN/m<sup>2</sup>, multiplique por 0.0479. Para convertir pies a metros, multiplique por 0.3048.

1. Los requisitos legales de la Autoridad que tiene jurisdicción no son incluido en esta tabla estatal de carga de nieve en tierra.
2. Para lugares donde hay un cambio sustancial en la altitud sobre el jurisdicción, la carga se aplica en y por debajo de la elevación citada, con una tolerancia de 100 pies (30 m).
3. Para otros lugares en Nuevo México, consulte Maji, AK (1999). "Terrestre Base de datos de cargas de nieve para Nuevo México", Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Nuevo México, Albuquerque, NM, [http://www.seanm.org/archivos/carga\\_de\\_nieve.pdf](http://www.seanm.org/archivos/carga_de_nieve.pdf) para valores de carga de nieve en el suelo.

No es necesario aplicar disposiciones de carga parcial a estructuras miembros que se extienden perpendicularmente a la cumbre en techos a dos aguas con pendientes entre ½ sobre 12 (2,38°) y 7 sobre 12 (30,3°).

7.5.2 Otros Sistemas Estructurales. Áreas que sostienen sólo la mitad de la la carga de nieve equilibrada se elegirá de modo que produzca la mayor efectos sobre los miembros que se analizan.

## 7.6 CARGAS DE NIEVE DESEQUILIBRADAS EN EL TECHO

Las cargas equilibradas y desequilibradas se analizarán por separado. Los vientos de todas las direcciones se tendrán en cuenta al establecer las cargas desequilibradas.

7.6.1 Cargas de nieve desequilibradas para techos a cuatro aguas y a dos aguas. Para cubiertas a cuatro aguas y a dos aguas con una pendiente superior a 7 sobre 12 (30,2°) o con una pendiente inferior a ½ en 12 (2,38°), las cargas de nieve desequilibradas no son requerida para ser aplicada. Techos con una distancia de alero a cumbre, W, de 20 pies (6,1 m) o menos que simplemente han soportado miembros prismáticos que van desde la cumbre hasta el alero deben diseñarse para resistir un carga de nieve uniforme desequilibrada en el lado de sotavento igual a 1pg. Para estos techos se descargará el lado de barlovento. para todos los demás techos a dos aguas, la carga desequilibrada consistirá en 0.3ps en el

Tabla 7.2-7 Cargas de nieve en el suelo para ubicaciones seleccionadas en Oregón

Ciudad/Pueblo	condado	nieve molida Carga (lb/ft <sup>2</sup> )	Elevación (pie)	Ciudad/Pueblo	condado	nieve molida Carga (lb/ft <sup>2</sup> )	Elevación (pie)
Antílope	Wasco	17	2,840	ashland	jackson	13	1,990
Astoria	Clatsop	11	10	ciudad panadero	panadero	17	3,450
Bandón	arrullos	0	20	Bandón	arrullos	0	20
doblar	Deschutes	20	3,660	doblar	Deschutes	20	3,660
mota negra	Deschutes	19	970	mota negra	Deschutes	19	970
Presa de Bonneville	río capucha	44	60	Presa de Bonneville	río capucha	44	60
Brookings	Curry	1	50	Brookings	Curry	1	50
quemaduras	Harney	20	4,140	quemaduras	Harney	20	4,140
Corvallis	Empeñado en	14	230	Corvallis	Empeñado en	14	230
Lago del cráter	Klamath	461	6,470	Lago del cráter	Klamath	461	6,470
lago creciente	Klamath	154	4,760	lago creciente	Klamath	154	4,760
dallas	polaca	20	290	dallas	polaca	20	290
detroit	Marion	78	1,730	detroit	Marion	78	1,730
lago diamante	Klamath	10	4,160	lago diamante	Klamath	10	4,160
Empresa	Wallowa	26	3,280	Empresa	Wallowa	26	3,280
eugenio	carril	12	360	eugenio	carril	12	360
Arboleda del bosque	Washington	17	180	Arboleda del bosque	Washington	17	180
Fósil	Rodador	21	2,650	Fósil	Rodador	21	2,650
campamento de gobierno	Clackamas	321	3,980	campamento de gobierno	Clackamas	321	3,980
Pase de subvenciones	josefina	6	920	Pase de subvenciones	josefina	6	920
Vista al lago	Iago	47	4,780	Vista al lago	Iago	47	4,780
Madrás	jefferson	17	2,440	Madrás	jefferson	17	2,440
Medford	jackson	4	1,460	Medford	jackson	4	1,460
Mitchell	Rodador	46	3,980	Mitchell	Rodador	46	3,980
Newport	lincoln	2	140	Newport	lincoln	2	140
curva norte	arrulos	2	10	curva norte	arrulos	2	10
ontario	Malheur	15	2,140	ontario	Malheur	15	2,140
parkdale	rio capucha	79	1,720	parkdale	rio capucha	79	1,720
Pendleton	Umatilla	30	1,040	Pendleton	Umatilla	30	1,040
Pórtland	multnomah	11	30	Pórtland	multnomah	11	30
Prineville	Ladrón	15	2,840	Prineville	Ladrón	15	2,840
Redmond	Deschutes	decáls	3,060	Redmond	Deschutes	decáls	3,060
Roseburgo	douglas	7	420	Roseburgo	douglas	7	420
Salem	Marion	9	200	Salem	Marion	9	200
Paso Santiago	Linn	481	4,750	Paso Santiago	Linn	481	4,750
Playa	Clatsop	3	10	Playa	Clatsop	3	10
hermanas	Deschutes	30	3,180	hermanas	Deschutes	30	3,180
Los Dales	Wasco	24	100	Los Dales	Wasco	24	100
TROUTDALE	multnomah	12	30	TROUTDALE	multnomah	12	30
Valle	Malheur	17	2,240	Valle	Malheur	17	2,240
Veronia	Columbia	35	840	Veronia	Columbia	35	840
zig-zag	Clackamas	70	1,440	zig-zag	Clackamas	70	1,440

Nota: Para convertir lb/ft<sup>2</sup> a kN/m<sup>2</sup>, multiplique por 0.0479. Para convertir pies a metros, multiplique por 0.3048.

1. Los requisitos legales de la Autoridad que tiene jurisdicción no son incluido en esta tabla estatal de carga de nieve en tierra.
2. Para lugares donde hay un cambio sustancial en la altitud sobre el jurisdicción, la carga se aplica en y por debajo de la elevación citada, con una tolerancia de 100 pies (30 m).
3. Para otras ubicaciones en Oregón, consulte "Análisis de carga de nieve para Oregón", 4.<sup>a</sup> edición, noviembre de 2013, Asociación de Ingenieros Estructurales de Oregón, y PRISM Climate Group de la Universidad Estatal de Oregón, <http://snowload.seao.org/lookup.html>, para valores de carga de nieve en el suelo.

Tabla 7.2-8 Cargas de nieve en el suelo para ubicaciones seleccionadas en  
nuevo hampshire

Pueblo	condado	nieve molida Carga (lb/ft <sup>2</sup> )	Elevación (pie.)	Pueblo	condado	nieve molida Carga (lb/ft <sup>2</sup> )	Elevación (pie.)
Amherst	Hillsborough	70	600	Keene	cheshire	70	900
Atkinson	Rockingham	55	400	Laconia	Belknap	80	900
Barrington	Strafford	70	500	Líbano	Grafton	80	1200
Bedford	Hillsborough	70	700	Litchfield	Hillsborough	60	250
Belmont	Belknap	80	900	Iondresderry	Rockingham	65	500
Berlina	arrulos	100	1,600	Manchester	Hillsborough	70	500
Inclinar	merrimac	75	800	merrimac	Hillsborough	60	400
Claremont	Sullivan	85	1,100	Milford	Hillsborough	70	600
Concordia	merrimac	70	600	Nashua	Hillsborough	60	400
Conway	carroll	95	900	Nuevo mercado	Rockingham	50	200
Derry	Rockingham	65	600	Newport	Sullivan	85	1200
Dover	Strafford	60	200	Pelham	Hillsborough	55	400
Durham	Strafford	55	150	pembroke	merrimac	70	700
Epping	Rockingham	55	300	Plaistow	Rockingham	55	300
Exeter	Rockingham	50	200	Plymouth	Grafton	75	900
Farmington	Strafford	85	800	Portsmouth	Rockingham	50	100
franklin	merrimac	75	700	Raimundo	Rockingham	60	500
Gilford	Belknap	90	1200	Rochester	Strafford	70	500
Goffstown	Hillsborough	75	800	Salem	Rockingham	55	300
Hampstead	Rockingham	55	300	Seabrook	Rockingham	50	100
hampton	Rockingham	50	150	Somersworth	Strafford	60	250
Hanovre	Grafton	75	1,300	Stratham	Rockingham	50	150
Hollis	Hillsborough	60	500	swanzey	cheshire	65	800
gancho	merrimac	70	600	Estamos	Hillsborough	80	900
hudson	Hillsborough	60	400	Windham	Rockingham	60	400

Nota: Para convertir lb/ft<sup>2</sup> a kN/m<sup>2</sup>, multiplique por 0.0479. Para convertir pies a metros, multiplique por 0.3048.

- Los requisitos legales de la autoridad competente no se incluyen en esta tabla estatal de carga de nieve en el suelo.
- Estas cargas solo se aplican a la elevación indicada. Para elevaciones más bajas, la carga de nieve en el suelo se reducirá en 2,1 lb/ft<sup>2</sup> por cada 100 pies de diferencia de elevación. (0,32 kN/m<sup>2</sup> por cada 100 m de desnivel). Para elevaciones más altas hasta una elevación de 2,500 pies, la carga de nieve en el suelo se incrementará en la misma proporción. Las cargas de nieve en el suelo calculadas para una elevación específica del sitio diferente a la que se indica en la tabla se deben redondear a las 5 lb/ft<sup>2</sup> (0,25 kN/m<sup>2</sup>) más cercanas.
- Para conocer otras ubicaciones en New Hampshire, consulte Tobiasson, W., Buska, J., Greatorex, A., Tirey, J., Fisher, J. y Johnson, S., (2002). "Cargas de nieve en el suelo para Nueva Hampshire. Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU., Centro de Investigación y Desarrollo de Ingeniería (ERDC), Laboratorio de Investigación e Ingeniería de Regiones Fías (CRREL) Informe Técnico ERDL/CRREL TR-02-6. Hanover, NH, <http://www.senh.org/public-links> o <http://www.erd.usace.army.mil/locations/coldregionsresearchandengineeringlaboratory/publications.aspx>, para valores de carga de nieve en el suelo.

Tabla 7.3-1 Factor de exposición, Ce

Categoría de rugosidad superficial	Exposición de Roofa		
	Completa mente Expuesto	Parcialmente Expuesto	Protegido
B (ver Sección 26.7)	0,9	1.0	1.2
C (ver Sección 26.7)	0,9	1.0	1.1
D (ver Sección 26.7)	0.8	0,9	1.0
Por encima de la línea de árboles azotados por el viento áreas montañosas	0.7	0.8	N / A
En Alaska, en áreas donde los árboles no existir dentro de un radio de 2 millas (3 km) de el sitio	0.7	0.8	N / A

La categoría del terreno y la condición de exposición del techo elegidos deberán ser representativos de las condiciones previstas durante la vida útil de la estructura. Una exposición factor se determinará para cada techo de una estructura.

<sup>a</sup> Definiciones: Parcialmente expuesto: Todos los techos excepto como se indica a continuación texto. Completamente expuesto: techos expuestos en todos los lados sin protección proporcionada por terreno, estructuras más altas o árboles. Los techos que contienen varias piezas grandes de equipo mecánico, parapetos que se extienden por encima de la altura de la equilibrada la carga de nieve (hb) u otras obstrucciones no están en esta categoría. Protegido: Techos ubicado apretado entre coníferas que califican como obstrucciones.

Las obstrucciones dentro de una distancia de 10ho proporcionan "refugio", donde ho es el altura de la obstrucción sobre el nivel del techo. Si las únicas obstrucciones son un pocos árboles de hoja caduca que no tienen hojas en invierno, la categoría "totalmente expuesta" debería ser usado. Tenga en cuenta que estas son alturas por encima del techo. Las alturas solían establecer la Categoría de Exposición en la Sección 26.7 son alturas sobre el suelo.

Tabla 7.3-2 Factor Térmico, Ct

lado de barlovento, ps en el lado de sotavento más un recargo rectangular con magnitud  $hd\beta$  S p S p y extensión horizontal desde la cresta 8hd βj donde hd es la altura de deriva de la figura 7.6-1 con lu igual a la distancia del alero a la cumbre para la porción de barlovento de el techo, W. Para W menos de 20 pies (6,1 m), utilice W = lu = 20 pies (6,1 m) en la figura 7.6-1. Diagramas de carga equilibrados y desequilibrados se presentan en la Fig. 7.6-2.

Todas las estructuras excepto las que se indican a continuación Estructuras mantenidas justo por encima del punto de congelación y otras con frío,

cubiertas ventiladas en las que la resistencia térmica (valor R)

entre el espacio ventilado y el espacio calentado excede

$25^{\circ}\text{F} \times h \times ft^2/\text{Btu}$  (4,4 K × m<sup>2</sup>/W)

Estructuras al aire libre y sin calefacción

edificio congelador

Invernaderos de calefacción continuab con un techo que tenga una

resistencia térmica (valor R) inferior a  $2,0^{\circ}\text{F} \times h \times ft^2/\text{Btu}$

(0,4 K × m<sup>2</sup>/W)

<sup>a</sup> Estas condiciones deberán ser representativas de las condiciones anticipadas durante inviernos para la vida de la estructura.

<sup>b</sup> Invernaderos con una temperatura interior constantemente mantenida de  $50^{\circ}\text{F}$

( $10^{\circ}\text{C}$ ) o más en cualquier punto a 3 pies (0,9 m) por encima del nivel del suelo durante los inviernos y contar con un encargado de mantenimiento de guardia en todo momento o con un sistema de alarma de temperatura para advertir en caso de una falla en la calefacción.

FIGURA 7.4-1 Gráficos para determinar el factor de pendiente del techo,  $C_s$ , para techos cálidos y fríos (consulte la Tabla 7.3-2 para las definiciones de  $C_t$ )

**7.6.2 Cargas de nieve desequilibradas para techos curvos.** Las partes de techos curvos que tengan una pendiente superior a  $70^\circ$  se considerarán libres de carga de nieve. Si la pendiente de una línea recta desde el alero (o el punto de  $70^\circ$ , si lo hay) hasta la corona es inferior a  $10^\circ$  o superior a  $60^\circ$ , no se tendrán en cuenta las cargas de nieve desequilibradas.

Las cargas desequilibradas se determinarán de acuerdo con los diagramas de carga de la Fig. 7.4-2. En todos los casos, el lado de barlovento se considerará libre de nieve. Si el suelo u otro techo colinda con un techo curvo de Caso II o Caso III (consulte la Fig. 7.4-2) en o dentro de los 0,9 m (3 pies) de sus aleros, la carga de nieve no debe disminuir entre el punto de  $30^\circ$  y el aleros, pero permanecerá constante en el valor del punto de  $30^\circ$ .

Esta distribución se muestra como una línea discontinua en la figura 7.4-2.

**7.6.3 Cargas de nieve desequilibradas para techos de placas plegadas múltiples, dientes de sierra y bóvedas de cañón.** Las cargas desequilibradas se deben aplicar a los techos múltiples de placa plegada, dientes de sierra y bóveda de cañón con una pendiente superior a  $3\frac{1}{8}$  pulgadas: en 12 ( $1.79^\circ$ ). De acuerdo con la Sección 7.4.4,  $C_s = 1.0$  para dichos techos, y la carga de nieve balanceada es igual a  $p_f$ .

La carga de nieve desequilibrada debe aumentar de la mitad

de la carga equilibrada en la cresta o corona (es decir,  $0,5 p_f$ ) a dos veces la carga equilibrada dada en la Sección 7.4.4 dividida por  $C_e$  en el valle (es decir,  $2p_f \bar{y} C_e$ ). Los diagramas de carga balanceada y no balanceada para un techo de dientes de sierra se presentan en la Fig. 7.6-3.

Sin embargo, la superficie de nieve sobre el valle no debe estar a una altura mayor que la nieve sobre la cresta. La profundidad de la nieve se determinará dividiendo la carga de nieve por la densidad de esa nieve de la ecuación. (7.7-1), que se encuentra en la Sección 7.7.1.

**7.6.4 Cargas de nieve desequilibradas para techos de cúpula.** Desequilibrado las cargas de nieve se aplicarán a las cúpulas y estructuras redondeadas similares. Las cargas de nieve, determinadas de la misma manera que para los techos curvos en la Sección 7.6.2, se deben aplicar al sector de  $90^\circ$  a favor del viento en una vista en planta. En ambos bordes de este sector, la carga deberá disminuir linealmente a cero en sectores de  $22,5^\circ$  cada uno. No habrá carga de nieve en el sector de barlovento restante de  $225^\circ$ .

#### 7.7 DERIVAS EN CUBIERTAS INFERIORES (SOMBRA AERODINÁMICA)

Los techos deben estar diseñados para soportar cargas localizadas de ventisqueros que se forman en la sombra del viento de (1) más alto

porciones de la misma estructura y (2) estructuras adyacentes y características del terreno.

**7.7.1 Techo Inferior de una Estructura.** La nieve que forma montones proviene de un techo más alto o, con el viento en dirección opuesta, del techo en el que se encuentra el montoncito. Estos dos tipos de derivas ("sotavento" y "barlovento", respectivamente) se muestran en la figura 7.7-1. La geometría de la sobrecarga debida a la acumulación de nieve se aproximará mediante un triángulo, como se muestra en la Fig. 7.7-2. Las cargas de deriva se superpondrán a la carga de nieve equilibrada. Si  $h_{cyb}$  es inferior a 0,2, no es necesario aplicar cargas de deriva.

Para las derivas a sotavento, la altura de la deriva  $h_d$  se determinará directamente a partir de la Fig. 7.6-1 utilizando la longitud del techo superior y el factor de importancia de la nieve de la Tabla 1.5-2. Sin embargo, no es necesario considerar que la altura de deriva sea mayor que el 60 % de la longitud del techo del nivel inferior. Para las derivas a barlovento, la altura de la deriva se determinará sustituyendo la longitud del techo inferior por  $l_u$  en la Fig. 7.6-1 y usando tres cuartos de  $h_d$  como se determina en la Fig. 7.6-1 como la altura de la deriva. En el diseño se utilizará la mayor de estas dos alturas. Si esta altura es igual o menor que  $h_c$ , el ancho de la deriva,  $w$ , será igual a  $4h_d$  y la altura de la deriva será igual a  $h_d$ . Si esta altura excede  $h_c$ , el ancho de la deriva,  $w$ , será igual a  $4h_2 d_{yc}$  y la altura de la deriva será igual a  $h_c$ . Sin embargo, el ancho de deriva,  $w$ , no debe ser mayor que  $8h_c$ . Si el ancho de la deriva,  $w$ , excede el ancho del techo inferior, la deriva se estrechará linealmente hasta cero en el extremo más alejado del techo del nivel inferior. La intensidad máxima de la carga de sobrecarga por deriva,  $p_d$ , es igual a  $hd\bar{y}$  donde la densidad de la nieve,  $\bar{y}$ , se define en la ecuación. (7.7-1):

$$\bar{y} = 0.13pgb14 \text{ pero no más de } 30 \text{ lb/ft}^3 \quad (7.7-1)$$

$$\bar{y} = 0.426pgb2,2; \text{ pero no más de } 4.7 \text{ kN/m}^3 \quad (7.7-1, \text{ si})$$

Esta densidad también se utilizará para determinar  $h_b$  dividiendo  $p_d$  por  $\bar{y}$  (en SI: también multiplicar por 102 para obtener la profundidad en m).

**7.7.2 Estructuras Adyacentes.** Si la distancia de separación horizontal entre estructuras adyacentes,  $s$ , es inferior a 20 pies (6,1 m) y menos de seis veces la distancia de separación vertical ( $s < 6 h$ ),

FIGURA 7.4-2 Cargas balanceadas y desbalanceadas para techos curvos

entonces los requisitos para la deriva a sotavento de la Sección 7.7.1 deben usarse para determinar la carga de deriva en la estructura inferior. la altura de la acumulación de nieve será la menor entre  $hd$ , en función de la longitud de la estructura superior adyacente, y  $\delta 6h$  y  $s\beta y 6$ . La extensión horizontal de la deriva será la menor de  $6hd$  o  $(6h + s)$ .

Para derivas a barlovento, los requisitos de la Sección 7.7.1 deben ser usado. Se permite truncar la deriva resultante.

7.7.3 Intersección de galerías en techos bajos. En las esquinas entrantes y las esquinas de los muros de parapeto, se deben usar las disposiciones de la Sección 7.7.1 para determinar la geometría individual de la nieve acumulada. Donde los dos ventisqueros se cruzan, el ventisquero más grande regirá, como

FIGURA 7.4-3 Carga de nieve de techo inclinado para estructuras sustentadas por aire

FIGURA 7.5-1 Diagramas de carga parcial para vigas continuas

FIGURA 7.6-2 Cargas de nieve equilibradas y desequilibradas para techos a cuatro aguas y a dos aguas

se utiliza con  $l_u$  paralelo a  $w_1$  para el primer desvío y  $l_u$  paralelo a  $w_2$  para el segundo desvío. Para ventisqueros a barlovento, las longitudes del techo inferior se utilizarán para  $l_u$ .

#### 7.8 PROYECCIONES DE TECHO Y PARAPETOS

El método de la Sección 7.7.1 debe usarse para calcular las cargas de deriva en todos los lados de las proyecciones del techo y en las paredes del parapeto. La altura de tales galerías debe tomarse como tres cuartas partes de la altura de la galería de la Fig. 7.6-1 (es decir, 0,75hd). Para muros de parapeto,  $l_u$  debe tomarse igual a la longitud del techo contra el viento del muro. Para proyecciones de techo,  $l_u$  debe tomarse igual a la mayor de la longitud del techo a barlovento o a favor del viento de la proyección.

**EXCEPCIÓN:** No se requerirán cargas de deriva cuando el lado de la proyección del techo sea inferior a 15 pies (4,6 m) o la distancia libre entre la altura de la carga de nieve equilibrada,  $h_b$ , y la parte inferior de la proyección (incluidos los soportes horizontales) es de al menos 2 pies (0,61 m).

#### 7.9 NIEVE DESLIZANTE

La carga causada por el deslizamiento de la nieve desde un techo inclinado hacia un techo inferior debe determinarse para techos superiores resbaladizos con pendientes mayores de  $\frac{1}{4}$  sobre 12, y para otros techos superiores (es decir, no resbaladizos) con pendientes mayores de 2 sobre 12. El deslizamiento total la carga por unidad de longitud del alero será de  $0,4 \text{ pf } W$ , donde  $W$  es la distancia horizontal desde el alero hasta la cumbre para el techo inclinado superior. La carga de deslizamiento se distribuirá uniformemente en el techo inferior a una distancia de 4,6 m (15 pies) desde el alero superior del techo. Si el ancho del techo inferior es inferior a 15 pies (4,6 m), la carga de deslizamiento se reducirá proporcionalmente.

La carga de nieve por deslizamiento no se reducirá más a menos que una parte de la nieve en el techo superior esté bloqueada para que no se deslice hacia el techo inferior por la nieve que ya se encuentra en el techo inferior.

Para estructuras separadas, las cargas de deslizamiento se deben considerar cuando  $h_{ys} > 1$  y  $s < 15$  pies ( $s < 4,6$  m). La extensión horizontal

Notas: Si  $l_u < 20$  pies, use  $l_u = 20$  pies, excepto que  $hd$  para este caso de alcance pequeño no necesita ser mayor que ~~póngalo en la mitad de 20 pies~~ la distancia de alcance real, no el

Para convertir  $lb/ft^2$  a  $kN/m^2$ , multiplique por 0,0479. Para convertir pies a metros, multiplique por 0,3048.

FIGURA 7.6-1 Gráfico y ecuación para determinar la altura de deriva,  $h_d$ 

se muestra en la figura 7.7-3. Se considerará que las cargas de deriva de nieve que se cruzan ocurren simultáneamente, excepto que no es necesario que las dos cargas de deriva se superpongan.

Para ventisqueros que se cruzan a sotavento en las esquinas entrantes, la longitud del techo superior aplicable para cada ventisquero debe ser

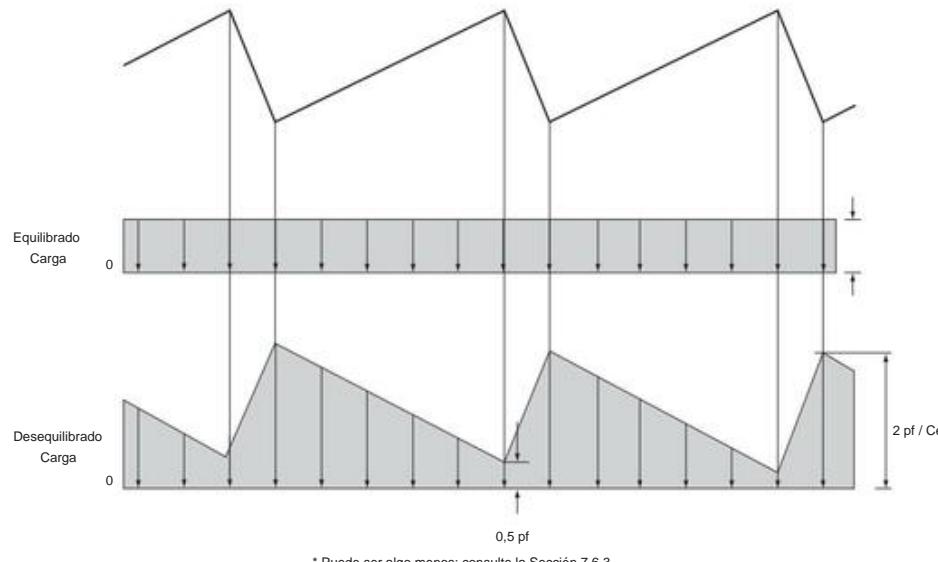


FIGURA 7.6-3 Cargas de nieve equilibradas y desequilibradas para un techo de dientes de sierra

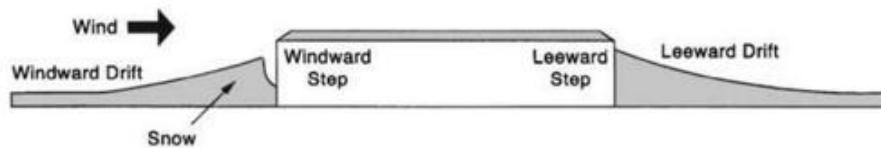


FIGURA 7.7-1 Derivas formadas en los pasos de barlovento y sotavento

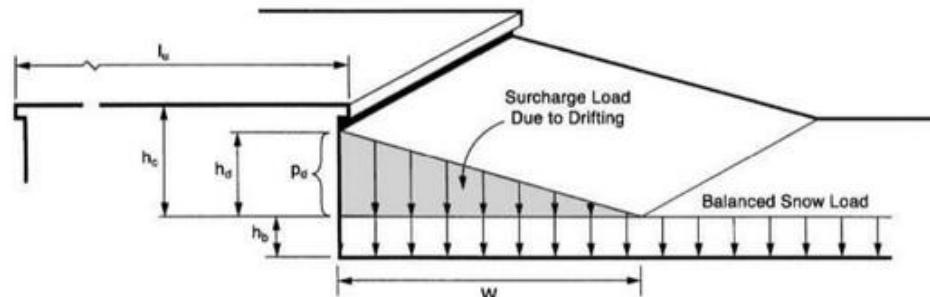


FIGURA 7.7-2 Configuración de Ventisqueros en Techos Inferiores

de la carga deslizante en el techo inferior será de 15 y s con s en pies (4,6 y s con s en metros), y la carga por unidad de longitud será de 0,4pf W015 y sb15 con s en pies (0,4pf W014 .6 y sb14 con s en metros).

Las cargas deslizantes deben superponerse a la carga de nieve equilibrada y no es necesario utilizarlas en combinación con cargas de deriva, desequilibradas, parciales o de lluvia sobre nieve.

#### 7.10 CARGA DE RECARGO POR LLUVIA SOBRE NIEVE

Para lugares donde  $pg$  es 20 lb/ $\text{ft}^2$  (0.96 kN/ $\text{m}^2$ ) o menos, pero no cero, todos los techos con pendientes (en grados) menores que  $W\gamma 50$  con  $W$  en pies (en SI:  $W\gamma 15.2$  con  $W$  en m) incluirá una carga adicional de lluvia sobre nieve de 5 lb/ $\text{ft}^2$  (0,24 kN/ $\text{m}^2$ ). Esta carga adicional se aplica solo al caso de carga de techo inclinado (equilibrado) y no necesita

utilizarse en combinación con cargas a la deriva, deslizantes, desequilibradas, mínimas o parciales.

### 7.11 INESTABILIDAD POR ENcharcamiento

Las bahías susceptibles se diseñarán para evitar la inestabilidad por encarcamiento. Las deflexiones del techo causadas por cargas de nieve completas deben evaluarse al determinar la probabilidad de inestabilidad por encarcamiento (consulte la Sección 8.4).

#### 7.12 CUBIERTAS EXISTENTES

Se evaluarán los techos existentes para determinar si aumentan las cargas de nieve causadas por adiciones o modificaciones. Propietarios o agentes de propietarios

de un techo más bajo existente debe ser advertido de la posibilidad de que aumenten las cargas de nieve cuando se construya un techo más alto dentro de los 20 pies (6,1 m). Consulte la nota al pie de la Tabla 7.3-1 y la Sección 7.7.2.

#### 7.13 NIEVE EN EQUIPO DE MARCO ABIERTO ESTRUCTURAS

Las estructuras de equipo de armazón abierto deben diseñarse para cargas de nieve de acuerdo con las Secciones 7.13.1 a 7.13.4. El factor térmico,  $C_t = 1,2$ , se utilizará para determinar las cargas de nieve para estructuras de equipo de armazón abierto sin calefacción.

7.13.1 Nieve en el Nivel Superior. Las cargas de nieve en cubiertas planas ( $p_f$ ) y las cargas de deriva se aplicarán en el nivel superior de la estructura donde haya piso o elementos que puedan retener la nieve. Los elementos de estructura abierta con un ancho de más de 8 pulgadas (200 mm) deben considerarse superficies de retención de nieve. El nivel superior debe estar diseñado para ventisqueros de acuerdo con las Secciones 7.7 y 7.9 donde haya paredes de viento u obstrucciones equivalentes.

7.13.2 Nieve en Niveles por debajo del Nivel Superior. En todos los niveles con solería (rejilla, chapa damero, etc.) situada bajo un nivel con

FIGURA 7.7-3 Configuración de ventisqueros que se cruzan en el techo inferior

FIGURA 7.13-1 Estructuras de equipos de marco abierto

Nota: D, diámetro de la tubería  $\frac{D}{2}$ x espesor del aislamiento (según corresponda);  $P_f$ , carga de nieve sobre cubierta plana;  $\gamma$ , ángulo de reposo supuesto =  $70^\circ$

FIGURA 7.13-2a Carga de nieve en tuberías individuales y bandejas de cables con diámetro o ancho menor o igual a  $0.73pf \gamma$

Nota: D, diámetro de la tubería  $\frac{D}{2}$ x espesor del aislamiento (según corresponda);  $P_f$ , carga de nieve sobre cubierta plana;  $\gamma$ , ángulo de reposo supuesto =  $70^\circ$

FIGURA 7.13-2b Carga de nieve en tuberías individuales y charolas de cables con diámetro o ancho mayor que  $0.73pf \gamma$

piso, la carga de nieve del techo plano debe aplicarse sobre una porción de ese nivel de piso cerca de cualquier borde abierto de acuerdo con la Fig.

**7.13-1.** La carga de nieve del techo plano debe extenderse desde el borde contra el viento del piso una distancia horizontal igual a la diferencia vertical en elevación entre el nivel en cuestión y el siguiente piso por encima.

**7.13.3 Cargas de nieve en tuberías y bandejas de cables.** Los tubos individuales y las bandejas portacables con un diámetro (tubo) o un ancho (bandeja) inferior o igual a  $0.73pf \gamma$  se deben diseñar para una carga de nieve triangular de acuerdo con la Fig. 7.13-2a. Los tubos individuales y las bandejas portacables con un diámetro (tubo) o un ancho (bandeja) superior a  $0.73pf \gamma$  deben diseñarse para una carga de nieve trapezoidal de acuerdo con la Fig. 7.13-2b. No es necesario considerar las cargas de nieve en las tuberías si la temperatura de la superficie externa de la tubería durante el invierno es superior a  $45^\circ\text{F}$  ( $7.2^\circ\text{C}$ ).

Cuando el espacio entre múltiples tuberías o bandejas de cables adyacentes a las mismas elevaciones sea menor que la altura de la carga de nieve del techo plano ( $pf \gamma$ ), se debe aplicar una carga de cornisa uniforme adicional de  $P_f$  en los espacios entre las tuberías o las bandejas de cables., como se muestra en la figura 7.13-3. Para  $Sp \leq h$ , no es necesario aplicar las cargas adicionales de cornisa.

**7.13.4 Cargas de nieve sobre equipos y plataformas de equipos.** Las cargas de nieve sobre la estructura deben incluir nieve acumulación en equipos y plataformas de equipos que pueden retener nieve. No es necesario considerar la acumulación de nieve en equipo con una temperatura superficial externa durante el invierno superior a  $45^\circ\text{F}$  ( $7.2^\circ\text{C}$ ).

#### 7.14 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

En este capítulo no se hace referencia a estándares de consenso ni a otros documentos que se consideren parte de este estándar.

FIGURA 7.13-3 Carga de nieve en varias bandejas portacables/tuberías a la misma altura

## CAPÍTULO 8

### CARGAS DE LLUVIA

#### 8.1 DEFINICIONES Y SÍMBOLOS

##### 8.1.1 Definiciones

**DRENAJE CONTROLADO:** Sistema intencionalmente regulando la tasa de flujo a través de los drenajes primarios.

**ENcharcamiento:** La acumulación de agua causada por la desviación de la estructura del techo, lo que resulta en una carga adicional.

**INESTABILIDAD DE ENcharcamiento:** Inestabilidad de miembros causada por deflexión progresiva debido al encharcamiento en los techos.

**SISTEMA DE DRENAJE PRIMARIO:** Sistema de drenaje del techo a través del cual el agua normalmente se transporta desde el techo.

**MIEMBROS PRIMARIOS:** A los efectos de determinar un vano susceptible, los miembros estructurales que tienen conexión directa con las columnas, incluidas vigas maestras, vigas y cerchas.

**SUPPER:** Una abertura en el costado de un edificio (típicamente a través de una pared de parapeto) con el propósito de drenar el agua del techo.

**SISTEMA DE DRENAJE SECUNDARIO:** Sistema de drenaje del techo a una altura más alta que el sistema de drenaje primario, a través del cual el agua drena del techo cuando el sistema primario está bloqueado o no funciona.

**MIEMBRO SECUNDARIO:** A los efectos de determinar los vanos susceptibles, miembros estructurales que no tienen conexión directa con las columnas.

**BAHÍA SUSCEPTIBLE:** Una bahía estructural que es vulnerable a la sobrecarga de agua acumulada.

##### 8.1.2 Símbolos

$dh$  = profundidad adicional del agua en el techo sin desviar por encima de la entrada del sistema de drenaje secundario a su caudal de diseño (es decir, la carga hidráulica), en mm (pulg)  $ds$  = profundidad del agua en el techo sin desviar hasta la entrada del sistema de drenaje secundario cuando el sistema de drenaje primario está bloqueado (es decir, la cabeza estática), en pulgadas (mm)

$R$ = carga de lluvia sobre el techo no desviado, en  $lb=ft^2$  ( $kN=m^2$ ).

Cuando se usa la frase "techo sin deflexión", las deflexiones de las cargas (incluidas las cargas muertas) no se deben considerar al determinar la cantidad de lluvia sobre el techo.

#### 8.2 DRENAJE DEL TECHO

Los sistemas de drenaje del techo se diseñarán de acuerdo con las disposiciones del código que tenga jurisdicción. El caudal de diseño de los desagües secundarios (desbordamiento) (incluidos los desagües del techo y las tuberías aguas abajo) o imbornales y su carga hidráulica resultante ( $dh$ ) se basarán en una intensidad de lluvia igual o superior a la duración de 15 min/100 min. año período de retorno (frecuencia) tormenta. Los sistemas de drenaje primario deben diseñarse para una intensidad de lluvia igual o superior a la tormenta de 60 minutos de duración/ período de retorno de 100 años (frecuencia).

#### 8.3 CARGAS DE LLUVIA DE DISEÑO

Cada parte de un techo debe diseñarse para soportar la carga de toda el agua de lluvia que se acumulará en él si el sistema de drenaje primario de esa parte está bloqueado más la carga uniforme causada por el agua que se eleva por encima de la entrada del sistema de drenaje secundario en su diseño flujo.

$$R=5.2\delta ds \beta dhP \quad (8.3-1)$$

$$R=0.0098\delta ds \beta dhP \quad (8.3-1.si)$$

Si los sistemas de drenaje secundario contienen líneas de drenaje, dichas líneas y su punto de descarga deben estar separados de las líneas de drenaje primario. Las cargas de lluvia se deben basar en la carga total (carga estática [ $ds$ ] más carga hidráulica [ $dh$ ]) asociada con el caudal de diseño para los drenajes secundarios y el sistema de drenaje especificados. La altura total correspondiente al caudal de diseño para los drenajes especificados se basará en datos de pruebas hidráulicas.

#### 8.4 INESTABILIDAD POR ENCANTO Y CARGA POR ENCANTO

Las bahías susceptibles deben investigarse mediante un análisis estructural para garantizar que posean la rigidez adecuada para evitar la deflexión progresiva (es decir, la inestabilidad) y la resistencia adecuada para resistir la carga de estancamiento adicional. Se considerará que cualquiera de las siguientes condiciones crea vanos susceptibles: (1) vanos con una pendiente de techo inferior a  $1 = 4$  pulgadas por pie ( $1,19^\circ$ ) cuando los miembros secundarios son perpendiculares al borde de drenaje libre, (2) vanos con una pendiente de techo de menos de 1 pulgada por pie ( $4,76^\circ$ ) cuando los miembros secundarios están paralelos al borde de drenaje libre, (3) bahías con una pendiente de techo de 1 pulgada por pie ( $4,76^\circ$ ) y un claro para espaciar relación para los miembros secundarios mayor a 16 cuando los miembros secundarios están paralelos al borde de drenaje libre, o (4) bahías en las que se acumula agua (en su totalidad o en parte) cuando el sistema de drenaje primario está bloqueado pero el sistema de drenaje secundario es funcional . En este análisis se utilizará la carga de nieve o la carga de lluvia mayor que sea igual a la condición de diseño para un sistema de drenaje primario bloqueado.

#### 8.5 DRENAJE CONTROLADO

Los techos equipados con herrajes en el sistema de drenaje primario diseñados para regular intencionalmente la tasa de drenaje deben estar equipados con un sistema de drenaje secundario en una elevación más alta.

No se deben usar drenajes de techo de flujo controlado en el sistema de drenaje secundario.

#### 8.6 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

No hay estándares de consenso y otros documentos que serán considerados parte de esta norma se mencionan en este capítulo.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

CAPÍTULO 9  
RESERVADO PARA FUTURAS DISPOSICIONES

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO 10

### CARGAS DE HIELO: CONGELACIÓN ATMOSFÉRICA

#### 10.1 GENERALIDADES

Las cargas de hielo atmosférico causadas por la lluvia helada, la nieve y la formación de hielo en las nubes se deben considerar en el diseño de estructuras sensibles al hielo. En áreas donde los registros o la experiencia indiquen que la nieve o la formación de hielo en las nubes producen cargas mayores que la lluvia helada, se deben utilizar estudios específicos del sitio. Las cargas estructurales causadas por la escarcha no son una consideración de diseño. Las cargas de nieve en el techo se tratan en el Capítulo 7.

**10.1.1 Estudios específicos del sitio.** Se examinarán los terrenos montañosos y las gargantas en busca de condiciones inusuales de formación de hielo. Se utilizarán estudios específicos del sitio para determinar el espesor del hielo del intervalo de recurrencia promedio de 500 años, la velocidad del viento concurrente y la temperatura concurrente en

1. Alaska; 2. áreas donde los registros o la experiencia indican que la nieve o la formación de hielo en las nubes producen cargas mayores que la lluvia helada; 3. Las regiones de formación de hielo especiales que se muestran en las Figs. 10.4-2, 10.4-4 y 10.4-5; y 4. terreno montañoso y gargantas donde el examen indica que existen condiciones inusuales de formación de hielo.

Los estudios específicos del sitio estarán sujetos a revisión y aprobación por parte de la Autoridad competente.

En lugar de usar los valores mapeados, se permitirá determinar el espesor del hielo, la velocidad del viento concurrente y la temperatura concurrente para una estructura a partir de datos meteorológicos locales basados en un intervalo de recurrencia promedio de 500 años, siempre que

1. Se ha tenido en cuenta la calidad de los datos de viento y tipo y cantidad de precipitación.
2. Se ha utilizado un algoritmo robusto de acumulación de hielo para estimar espesores de hielo uniformes y velocidades de viento concurrentes a partir de estos datos.
3. Se han utilizado procedimientos de análisis estadístico de valores extremos aceptables para la autoridad competente para analizar los datos de espesor del hielo y velocidad del viento concurrente.
4. Se han tenido en cuenta la longitud del registro y el error de muestreo.

**10.1.2 Cargas dinámicas.** Las cargas dinámicas, como las resultantes del galope, el desprendimiento de hielo y las vibraciones eólicas, que son causadas o potenciadas por una acumulación de hielo en un elemento, componente o accesorio estructural flexible no se tratan en esta sección.

**10.1.3 Exclusiones.** Los sistemas de transmisión eléctrica, las torres y mástiles de comunicaciones y otras estructuras para las que existen normas nacionales están excluidas de los requisitos de esta sección. Las normas y directrices aplicables incluyen NESC, ASCE Manual 74 y ANSI/EIA/TIA-222.

#### 10.2 DEFINICIONES

Las siguientes definiciones se aplican únicamente a las disposiciones de este capítulo.

**COMPONENTES Y ACCESORIOS:** Elementos no estructurales que pueden estar expuestos al hielo atmosférico. Algunos ejemplos son escaleras, pasamanos, antenas, guías de ondas, líneas de transmisión de radiofrecuencia (RF), tuberías, conductos eléctricos y bandejas de cables.

**LLUVIA HELADA:** Lluvia o llovizna que cae en una capa de aire bajo cero en la superficie de la Tierra y se congela al entrar en contacto con el suelo o con un objeto para formar hielo glaseado.

**ESMALTE:** Hielo transparente de alta densidad.

**ESCARCHA:** Acumulación de cristales de hielo formada por deposición directa de vapor de agua del aire sobre un objeto.

**ESTRUCTURAS SENSIBLES AL HIELO:** Estructuras para las cuales el efecto de una carga atmosférica de formación de hielo gobierna el diseño de una parte o la totalidad de la estructura. Este efecto incluye, entre otros, estructuras de celosía, mástiles arrostrados, líneas aéreas, puentes colgantes ligeros y atirantados, sistemas de cables aéreos (p. ej., para remontes y operaciones madereras), juegos mecánicos, pasarelas y plataformas abiertas, astas de banderas y señales.

**Formación de hielo en la nube:** formación de hielo que se produce cuando las gotas de niebla o nubes superenfríadas transportadas por el viento se congelan al impactar con objetos.

La formación de hielo en la nube generalmente forma escarcha, pero también puede formar glaseado.

**RIME:** Hielo blanco u opaco con aire oculto.

**NIEVE:** Nieve que se adhiere a los objetos por alguna combinación de fuerzas capilares, congelación y sinterización.

#### 10.3 SÍMBOLOS

A<sub>i</sub> = área de la sección transversal del hielo

A<sub>s</sub> = área de superficie de un lado de una placa plana o el área proyectada de formas complejas

D = diámetro de una estructura circular o miembro como se define en

Capítulo 29, en pies (m)

D<sub>c</sub> = diámetro del cilindro que circunscribe un objeto f

z = factor para tener en cuenta el aumento del espesor del hielo con altura

I<sub>i</sub> = factor de importancia para el espesor del hielo de la Tabla 1.5-2 con base en la Categoría de riesgo de la Tabla 1.5-1 I<sub>w</sub> = factor de importancia para la presión del viento concurrente de la Tabla 1.5-2 con base en la Categoría de riesgo de la Tabla 1.5-1 K<sub>zt</sub> = factor topográfico como definida en el Capítulo 26 q<sub>z</sub> = presión de velocidad evaluada a la altura z sobre el suelo, en lb/ft<sup>2</sup> (N=m<sup>2</sup>) como se define en el Capítulo 29

r = radio de la sección transversal máxima de una cúpula o radio de una esfera

t = espesor nominal del hielo en un cilindro causado por lluvia helada a una altura de 33 pies (10 m) de las Figs. 10.4-2 a 10.4-6 pulgadas (mm)

FIGURA 10.4-1 Dimensión característica Dc para calcular el área de hielo para una variedad de formas de sección transversal

$td$  = espesor del hielo de diseño en pulgadas (mm) de la ecuación. (10.4-5)

$Vc$  = velocidad del viento concurrente en mph (m/s) de las Figs. 10.4-2 hasta 10.4-6

$Vi$  = volumen de hielo

$z$  = altura sobre el suelo en pies (m)

$\gamma$  = relación de solidez como se define en el Capítulo 29

#### 10.4 CARGAS DE HIELO POR LLUVIA ENHELADA

10.4.1 Peso del hielo. La carga de hielo se determinará utilizando el peso del hielo glaseado formado en todas las superficies expuestas de estructuras miembros, tipos, componentes, accesorios y sistemas de cables.

En formas estructurales, miembros prismáticos y otros similares formas, el área de la sección transversal del hielo se determinará mediante

$$Ai = \gamma td Dc p t d b \quad (10.4-1)$$

Dc se muestra para una variedad de formas de sección transversal en la figura 10.4-1.

En placas planas y grandes objetos tridimensionales como cúpulas y esferas, el volumen de hielo será determinado por

$$Vi = \gamma td As \quad (10.4-2)$$

Para una placa plana, As será el área de un lado de la placa; por cúpulas y esferas, como se determinará por

$$As = \pi r^2 \quad (10.4-3)$$

Es aceptable multiplicar Vi por 0,8 para placas verticales y 0,6 para placas horizontales.

La densidad del hielo no debe ser inferior a 56 pcf (900 kg/m³).

10.4.2 Espesor nominal del hielo. higos. 10.4-2 a 10.4-6

mostrar los espesores radiales uniformes equivalentes  $t$  de hielo causado por lluvia helada a una altura de 33 pies (10 m) sobre los 48 contiguos estados y Alaska para un intervalo de recurrencia medio de 500 años. también se muestran velocidades de ráfagas de viento simultáneas de 3 s. Espesores para Hawái, y por acumulaciones de hielo causadas por otras fuentes en todos regiones, se obtendrán de los estudios meteorológicos locales.

10.4.3 Factor de Altura. El factor de altura  $f_z$  utilizado para aumentar la radial del hielo para la altura sobre el suelo  $z$  será determinado por

$$F_z = \begin{cases} z & \text{para } 0 \text{ pies} < z \leq 900 \text{ pies} \\ 330,10 & \end{cases} \quad (10.4-4)$$

donde  $f_z = 1,4$  para  $z > 900$  pies.

$$F_z = \begin{cases} z & \text{para } 0 \text{ m} < z \leq 275 \text{ m} \\ 100,10 & \end{cases} \quad (10.4-4si)$$

donde  $f_z = 1,4$  para  $z > 275$  m.

10.4.4 Factores de importancia. Factores de importancia a aplicar se determinará el espesor radial del hielo y la presión del viento de la Tabla 1.5-2 según la Categoría de riesgo de la Tabla 1.5-1. El factor de importancia  $i_i$  se aplicará al espesor del hielo, no el peso del hielo, porque el peso del hielo no es una función lineal de espesor.

10.4.5 Factor topográfico. Tanto el espesor del hielo como velocidad del viento concurrente para estructuras en colinas, crestas y escarpes son más altos que los de terreno llano debido a

efectos de aceleración del viento. El factor topográfico para la presión del viento concurrente es  $K_{zt}$ , y el factor topográfico para el espesor del hielo es  $\delta K_{zt} = 0.35$ , donde  $K_{zt}$  se obtiene de la ecuación. (26.8-1).

10.4.6 Espesor del hielo de diseño para lluvia helada. El espesor de diseño del hielo  $td$  se calculará a partir de la ecuación. (10.4-5).

$$td = tlif \cdot \delta K_{zt} \cdot 0.35 \quad (10.4-5)$$

## 10.5 VIENTO EN ESTRUCTURAS CUBIERTAS DE HIELO

El hielo acumulado en miembros estructurales, componentes y accesorios aumenta el área proyectada de la estructura expuesta al viento. El área proyectada se incrementará agregando  $td$  a todos los bordes libres del área proyectada. Las cargas de viento en esta área proyectada aumentada se utilizarán en el diseño de estructuras sensibles al hielo. Vigas, 10.4-2 a 10.4-6 incluyen velocidades de ráfagas de viento de 3 s a 33 pies (10 m) sobre el nivel del suelo que coinciden con las cargas de hielo causadas por la lluvia helada. Las cargas de viento se deben calcular de acuerdo con los Capítulos 26 a 31 modificados por las Secciones 10.5.1 a 10.5.5.

10.5.1 Viento en Chimeneas, Tanques y Estructuras Similares Cubiertas de Hielo. Los coeficientes de fuerza  $C_f$  para estructuras con secciones transversales cuadradas, hexagonales y octogonales serán los indicados en la figura 29.5-1. Los coeficientes de fuerza  $C_f$  para estructuras con secciones transversales redondas serán los indicados en la Fig. 29.4-1 para secciones transversales redondas con  $D_p/q_z \geq 2.5$  para todos los espesores de hielo, velocidades del viento y diámetros de estructura.

10.5.2 Viento en Paredes Independientes Sólidas Cubiertas de Hielo y Letreros Sólidos. Los coeficientes de fuerza  $C_f$  serán los indicados en la Fig. 29.3-1 en función de las dimensiones de la pared o señal, incluido el hielo.

10.5.3 Viento sobre letreros abiertos cubiertos de hielo y armazones de celosía. La relación de solidez  $\beta$  se basará en el área proyectada, incluido el hielo. El coeficiente de fuerza  $C_f$  para el área proyectada de los elementos planos será el que se indica en la figura 29.4-2.

El coeficiente de fuerza  $C_f$  para elementos redondeados y para el área adicional proyectada causada por el hielo en elementos planos y redondeados debe ser como se indica en la Fig. 29.4-2 para elementos redondeados con  $D_p/q_z \geq 2.5$  para todos los espesores de hielo, velocidades del viento y diámetros de elementos. .

10.5.4 Viento en torres de celosía cubiertas de hielo. La relación de solidez  $\beta$  se basará en el área proyectada, incluido el hielo. Los coeficientes de fuerza  $C_f$  serán los dados en 29.4-3. Es aceptable reducir los coeficientes de fuerza  $C_f$  para el área adicional proyectada causada por el hielo en elementos redondos y planos por el factor para elementos redondeados en la Nota 3 de 29.4-3.

10.5.5 Viento en tirantes y cables cubiertos de hielo. El coeficiente de fuerza  $C_f$  (como se define en el Capítulo 29) para vientos cubiertos de hielo y los cables será 1.2.

## 10.6 TEMPERATURAS DE DISEÑO PARA LLUVIA ENGELADA

Las temperaturas de diseño para el hielo y el viento sobre hielo causado por la lluvia helada deben ser la temperatura para el sitio que se muestra en las Figs. 10.6-1 y 10.6-2 o 32 °F (0 °C), lo que dé el efecto de carga máxima. La temperatura para Hawái será de 32°F

(0°C). Para estructuras sensibles a la temperatura, la carga debe incluir el efecto del cambio de temperatura de las condiciones diarias a la temperatura de diseño para hielo y viento sobre hielo. Estas temperaturas deben usarse con espesores de hielo para todos los intervalos de recurrencia medios. Las temperaturas de diseño se consideran concurrentes con la carga de hielo de diseño y la carga de viento concurrente.

## 10.7 CARGA PARCIAL

Los efectos de una carga parcial de hielo se considerarán cuando esta condición sea crítica para el tipo de estructura bajo consideración. Se permite considerar esto como una carga estática.

## 10.8 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

1. El espesor nominal del hielo,  $t$ , la velocidad del viento concurrente,  $V_c$ , y la temperatura concurrente para el sitio se determinarán a partir de las Figs. 10.4-2 a 10.4-6 y 10.6-1 y 10.6-2 o un estudio específico del sitio.
2. El factor topográfico para el sitio,  $K_{zt}$ , se determinará de acuerdo con la Sección 10.4.5.
3. El factor de importancia para el espesor del hielo,  $I_i$ , se determinará de acuerdo con la Sección 10.4.4.
4. El factor de altura,  $f$ , se determinará de acuerdo con la Sección 10.4.3 para cada segmento de diseño de la estructura.
5. El espesor de diseño del hielo,  $td$ , se determinará de acuerdo con la Sección 10.4.6, Eq. (10.4-5).
6. El peso del hielo se debe calcular para el espesor de hielo de diseño,  $td$ , de acuerdo con la Sección 10.4.1.
7. La presión de velocidad,  $q_z$ , para la velocidad del viento,  $V_c$ , se determinará de acuerdo con la Sección 29.3 usando el factor de importancia para la presión del viento concurrente,  $I_w$ , determinado de acuerdo con la Sección 10.4.4.
8. Los coeficientes de fuerza del viento,  $C_f$ , se determinarán en acuerdo con la Sección 10.5.
9. El factor de efecto de ráfaga se determinará de acuerdo con la Sección 26.9.
10. La fuerza del viento de diseño se determinará de acuerdo con el capítulo 29.
11. La estructura helada debe analizarse para las combinaciones de carga en la Sección 2.3 o 2.4.

## 10.9 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Esta sección enumera los estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo.

ASCE Manual 74, Directrices para la carga estructural de líneas de transmisión eléctrica, Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, 2009.

Citado en: Sección 10.1.3

ANSI/EIA/TIA-222, Estándares estructurales para torres de antenas de acero y estructuras de soporte de antenas, Instituto Nacional Estadounidense de Estándares, 2013.

Citado en: Sección 10.1.3

NESC, Código Nacional de Seguridad Eléctrica, IEEE, 2012.

Citado en: Sección 10.1.3

FIGURA 10.4-2 Espesores de hielo radiales equivalentes causados por lluvia engelante con velocidades de ráfagas simultáneas de 3 segundos, para una media de 500 años  
Intervalo de recurrencia

FIGURA 10.4-2 (Continuación)

FIGURA 10.4-3 Detalle del Lago Superior

FIGURA 10.4-4 Detalle del valle de Fraser

FIGURA 10.4-5 Detalle de la garganta del río Columbia

FIGURA 10.4-6 Intervalo de recurrencia promedio de 500 años Espesores uniformes del hielo causados por lluvia engelante con velocidades de ráfagas simultáneas de 3 segundos: Alaska

FIGURA 10.6-1 Temperaturas concurrentes con espesores de hielo causados por lluvia helada: 48 estados contiguos

FIGURA 10.6-2 Temperaturas concurrentes con espesores de hielo causados por lluvia helada: Alaska

## CAPÍTULO 11

### CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

#### 11.1 GENERALIDADES

**11.1.1 Finalidad.** El Capítulo 11 presenta los criterios para el diseño y construcción de edificios y otras estructuras sujetas a movimientos sísmicos del suelo. Las cargas sísmicas especificadas se basan en la disipación de energía postelástica en la estructura. Debido a este hecho, los requisitos de diseño, detalle y construcción deben cumplirse, incluso para estructuras y miembros para los cuales las combinaciones de carga que no incluyen cargas sísmicas indican mayores demandas que las combinaciones que incluyen cargas sísmicas.

**11.1.2 Alcance.** Cada estructura y parte de la misma, incluidos los componentes no estructurales, debe diseñarse y construirse para resistir los efectos de los movimientos sísmicos según lo prescripto por los requisitos sísmicos de esta norma. Ciertas estructuras que no son de edificación, como se describe en el Capítulo 15, también están dentro del alcance y deben diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos del Capítulo 15. Los requisitos relacionados con alteraciones, adiciones y cambios de uso se establecen en el Apéndice 11B. Las estructuras existentes y las modificaciones a las estructuras existentes solo deben cumplir con los requisitos sísmicos de esta norma cuando así lo exija el Apéndice 11B. Las siguientes estructuras están exentas de los requisitos sísmicos de esta norma:

1. Viviendas unifamiliares y bifamiliares separadas que están ubicadas donde el parámetro de aceleración de respuesta espectral mapeado, de período corto, SS, es inferior a 0.4 o donde la categoría de diseño sísmico determinada de acuerdo con la Sección 11.6 es A, B, o c
2. Viviendas unifamiliares y bifamiliares con armazón de madera no incluidas en la Exención 1 con no más de dos pisos por encima del nivel del terreno, que cumplan con las limitaciones y estén construidas de acuerdo con el IRC.
3. Estructuras de almacenamiento agrícola destinadas únicamente a ocupación humana incidental.
4. Estructuras que requieran una consideración especial de sus características de respuesta y ambiente que no estén contempladas en el Capítulo 15 y para las cuales otras normas establezcan criterios sísmicos, tales como puentes vehiculares, torres de transmisión eléctrica, estructuras hidráulicas, líneas de servicios públicos enterradas y sus accesorios, y reactores nucleares.
5. Muelles y embarcaderos que no sean accesibles al público en general público.

**11.1.3 Aplicabilidad.** Las estructuras y sus componentes no estructurales se deben diseñar y construir de acuerdo con los requisitos de los siguientes capítulos en función del tipo de estructura o componente:

- un. Edificios: Capítulo 12; B.
- Estructuras no edificables: Capítulo 15; C.
- Componentes no estructurales: Capítulo 13;

D. Estructuras Sísmicamente Aisladas: Capítulo 17; y mi.  
Estructuras con Sistemas de Amortiguación: Capítulo 18.

Se permitirá que las edificaciones cuyo propósito sea encerrar equipos o maquinaria y cuyos ocupantes se dediquen al mantenimiento o monitoreo de dichos equipos, maquinaria o sus procesos asociados, se clasifiquen como estructuras que no son de edificación diseñadas y detalladas de acuerdo con la Sección 15.5 de esta norma. .

**11.1.4 Materiales y métodos alternativos de construcción.**  
No se deben utilizar materiales y métodos de construcción alternativos a los prescritos en los requisitos sísmicos de esta norma, a menos que lo apruebe la autoridad competente. Se deberá presentar evidencia comprobatoria que demuestre que la alternativa propuesta será al menos igual en fuerza, durabilidad y resistencia sísmica para el propósito previsto.

**11.1.5 Garantía de calidad.** El aseguramiento de la calidad para los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas y otros sistemas sísmicos designados definidos en la Sección 13.2.2 se debe proporcionar de acuerdo con los requisitos de la Autoridad competente.

Cuando la autoridad competente no haya adoptado requisitos de aseguramiento de la calidad, o cuando los requisitos adoptados no sean aplicables al sistema de resistencia a fuerzas sísmicas o a los sistemas sísmicos designados como se describe en la Sección 13.2.2, el profesional de diseño registrado a cargo del diseño del sistema resistente a fuerzas sísmicas u otros sistemas sísmicos designados deberán presentar un plan de garantía de calidad a la autoridad competente para su aprobación. El plan de garantía de calidad especificará los elementos del programa de garantía de calidad que se implementarán.

#### 11.2 DEFINICIONES

Las siguientes definiciones se aplican solo a las disposiciones sísmicas de los Capítulos 11 a 22 de esta norma.

**FALLA ACTIVA:** Una falla determinada como activa por la Autoridad que Tiene Jurisdicción a partir de datos debidamente comprobados (p. ej., el mapeo más reciente de fallas activas realizado por el Servicio Geológico de EE. UU.).

**ADICIÓN:** Un aumento en el área de construcción, área total de piso, altura o número de pisos de una estructura.

**ALTERACIÓN:** Cualquier construcción o renovación de una estructura existente que no sea una adición.

**APÉNDICE:** Un componente arquitectónico como un dosel, marquesina, balcón ornamental o estatuas.

**APROBACIÓN:** La aceptación por escrito por parte de la Autoridad competente de la documentación que establece la calificación de un material, sistema, componente, procedimiento o persona para cumplir con los requisitos de esta norma para el uso previsto.

**ADJUNTOS:** Medios por los cuales los componentes no estructurales o los soportes de los componentes no estructurales se aseguran o conectan al sistema de resistencia a fuerzas sísmicas de la estructura. Dichos accesorios incluyen pernos de anclaje, conexiones soldadas y sujetadores mecánicos.

**BASE:** El nivel en el cual el terreno sísmico horizontal se considera que los movimientos se imparten a la estructura.

**CORTANTE BASE:** Fuerza lateral total de cálculo o cortante en la base.

**ELEMENTOS DE CONTORNO:** Porciones a lo largo de los bordes de la pared y del diafragma para transferir o resistir fuerzas. Los elementos de contorno incluyen cuerdas y colectores en los perímetros de muros de corte y diafragma, bordes de aberturas, discontinuidades y reentrantes. esquinas

**EDIFICIO:** Cualquier estructura cuyo uso previsto incluye refugio de ocupantes humanos.

**SISTEMA DE COLUMNAS EN VOLADIZO:** Un sistema resistente a fuerzas sísmicas en el que las fuerzas laterales son resistidas completamente por columnas que actúan como voladizos desde la base.

**TERREMOTO CARACTERÍSTICO:** Un terremoto evaluado para una falla activa que tiene una magnitud igual a la mejor estimación de la magnitud máxima capaz de ocurrir en la falla pero no menor que la magnitud más grande que ha ocurrido históricamente en la falla.

**COLECTOR (PUNTA DE ARRASTRE, ACOPLAMIENTO, PUNTA DE DIAFRAGMA):** Un diafragma o elemento de límite de pared de corte paralelo a la carga aplicada que recoge y transfiere las fuerzas de corte del diafragma a los elementos verticales del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas o distribuye las fuerzas dentro del diafragma o pared de corte .

**COMPONENTE:** Una parte de una estructura arquitectónica, eléctrica o sistema mecánico.

**Componente, Flexible:** Componente no estructural que tiene un periodo fundamental superior a 0,06 s.

**Componente no estructural:** una parte de un sistema arquitectónico, mecánico o eléctrico dentro o fuera de una estructura de edificio o no edificio.

**Componente Rígido:** Componente no estructural que tiene un período fundamental menor o igual a 0.06 s.

**Componente, resistente:** Un componente no estructural que ha demostrado que funciona de manera consistente después del nivel del terremoto de diseño o eventos sísmicos mayores en base a datos de experiencias sísmicas pasadas o pruebas sísmicas pasadas cuando está adecuadamente anclado o soportado. La clasificación de un componente no estructural como resistente se basará en una comparación del componente específico con componentes de resistencia y rigidez similares. Los ejemplos comunes de componentes robustos incluyen motores de CA, compresores y bombas horizontales montadas en la base.

**HORMIGÓN:**

**Hormigón simple:** Hormigón no reforzado o reforzado contiene menos refuerzo que la cantidad mínima especificada en ACI 318 para hormigón armado.

**Concreto Reforzado:** Concreto reforzado con no menos refuerzo que la cantidad mínima requerida por ACI 318 pretensado o no pretensado y diseñado asumiendo que los dos materiales actúan juntos en fuerzas de resistencia.

**DOCUMENTOS DE CONSTRUCCIÓN:** Los documentos escritos, gráficos, electrónicos y pictóricos que describen el diseño, las ubicaciones y las características físicas del proyecto requeridos para verificar el cumplimiento con esta norma.

**VIGA DE ACOPLAMIENTO:** Una viga que se usa para conectar elementos de muros de concreto adyacentes para que actúen juntos como una unidad para resistir cargas laterales.

**DEFORMABILIDAD:** La relación entre la deformación última y la deformación límite.

**Elemento de alta deformabilidad:** un elemento cuya capacidad de deformación no es inferior a 3,5 cuando se somete a cuatro ciclos completamente invertidos en la deformación límite.

**Elemento de deformabilidad limitada:** Un elemento que no es ni un elemento de baja deformabilidad ni de alta deformabilidad.

**Elemento de baja deformabilidad:** Un elemento cuya deformabilidad es 1.5 o menos.

**DEFORMACIÓN:**

**Deformación Límite:** Dos veces la deformación inicial que se produce ante una carga igual al 40% de la resistencia máxima.

**Deformación máxima:** La deformación en la que ocurre la falla y que se considerará que ocurre si la carga sostenible se reduce al 80% o menos de la resistencia máxima.

**TERREMOTO DE DISEÑO:** Los efectos del terremoto que son dos tercios de los efectos del terremoto máximo considerado como objetivo de riesgo correspondiente (MCER) .

**MOVIMIENTO DE SUELO DE DISEÑO:** Los movimientos de suelo sísmicos que son dos tercios de los movimientos de suelo MCER correspondientes.

**SISTEMAS SÍSMICOS DESIGNADOS:** Aquellos componentes no estructurales que requieren diseño de acuerdo con el Capítulo 13 y para los cuales el Factor de Importancia del componente, Ip, es mayor que 1.0.

**DIAFRAGMA:** Techo, piso u otra membrana o sistema de arriostramiento que actúa para transferir las fuerzas laterales a los elementos resistentes verticales.

**Diafragma controlado por flexión:** Diafragma con un mecanismo de fluencia por flexión, que limita las fuerzas máximas que se desarrollan en el diafragma, y que tiene una resistencia al corte de diseño o una capacidad de corte nominal factorizada mayor que el corte correspondiente a la resistencia nominal a la flexión.

**Diafragma controlado por corte:** Diafragma que no cumplir con los requisitos de un diafragma controlado por flexión.

**Fuerzas de transferencia, diafragma:** Fuerzas que ocurren en un diafragma causadas por la transferencia de fuerzas sísmicas de los elementos verticales resistentes a fuerzas sísmicas sobre el diafragma a otros elementos verticales resistentes a fuerzas sísmicas debajo del diafragma debido a las compensaciones en la ubicación de los elementos verticales. elementos o cambios en las rigideces laterales relativas de los elementos verticales.

**Diafragma Vertical:** Ver PARED, Muro de Cortante.

**LÍMITE DEL DIAFRAGMA:** Un lugar donde el corte se transfiere hacia adentro o hacia afuera del elemento del diafragma. La transferencia es a un elemento de contorno oa otro elemento resistente a la fuerza.

**ACORDE DEL DIAFRAGMA:** Un elemento límite del diafragma perpendicular a la carga aplicada que se supone que soporta los esfuerzos axiales causados por el momento del diafragma.

**SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN:** Un sistema interconectado de tuberías, tubos, conductos, canalizaciones o conductos. Los sistemas de distribución incluyen componentes en línea como válvulas, bombas suspendidas en línea y cajas de mezcla.

**ACCIÓN DEL ELEMENTO:** Comportamiento axial, cortante o flexionante del elemento.

**Acción crítica:** una acción cuya falla daría como resultado el colapso de múltiples bahías o múltiples pisos del edificio o daría como resultado una reducción significativa en la resistencia sísmica de la estructura.

**Acción Controlada por Deformación:** Acciones de elementos para los cuales Se puede lograr una capacidad de deformación inelástica fiable sin que disminuya la resistencia crítica.

**Acción controlada por fuerza:** cualquier acción de elemento modelada con propiedades lineales y acciones de elemento no clasificadas como controladas por deformación.

**Acciones no críticas:** Una acción cuya falla no resultaría en el colapso o pérdida significativa de la resistencia sísmica de la estructura.

**Acción ordinaria:** una acción cuya falla resultaría en un colapso local solamente, que comprende no más de una bahía en un solo piso y no resultaría en una reducción significativa de la resistencia sísmica de la estructura.

**RECINTO:** Espacio interior rodeado de muros.

**SOPORTE DEL EQUIPO:** Aquellos miembros estructurales o ensamblajes de miembros o elementos manufacturados, incluyendo riostas, marcos, patas, orejetas, amortiguadores, colgadores o monturas, que transmiten cargas de gravedad y cargas operativas entre el equipo y la estructura.

**CONEXIONES FLEXIBLES:** Aquellas conexiones entre componentes del equipo que permiten el movimiento de rotación y/o traslación sin degradación del rendimiento. Los ejemplos incluyen juntas universales, juntas de expansión de fuelle y mangueras metálicas flexibles.

**CAPACIDAD GEOTÉCNICA DE LA FUNDACIÓN:** La capacidad máxima de diseño de resistencia o presión de una cimentación basada en el suelo, la roca o el material de baja resistencia controlada que los sustenta.

**CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LOS CIMENTOS:** La resistencia de diseño de los cimientos o componentes de los cimientos según lo dispuesto por las normas de materiales adoptadas y modificada por los requisitos de esta norma.

#### MARCO:

Marco arriostrado: Una armadura esencialmente vertical, o su equivalente, del tipo concéntrico o excéntrico que se proporciona en un sistema de marco de construcción o sistema dual para resistir fuerzas sísmicas.

Marco arriostrado concéntricamente (CBF): Un marco arriostrado en el que los miembros están sujetos principalmente a fuerzas axiales. Los CBF se clasifican como pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente (OCBF) o pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF).

Marco arriostrado excéntricamente (EBF): Un marco arriostrado diagonalmente en el que al menos un extremo de cada arriostramiento se enmarca en una viga a poca distancia de una viga-columna o de otra diagonal.

Marco de momento: Un marco en el que los miembros y las juntas resisten fuerzas laterales por flexión y a lo largo del eje de los miembros. Los pórticos de momento se clasifican como pórticos de momento intermedio (IMF), pórticos de momento ordinarios (OMF) y pórticos de momento especiales (SMF).

#### Sistema estructural:

Sistema de armazón del edificio: Un sistema estructural con un armazón espacial esencialmente completo que proporciona soporte para cargas verticales. La resistencia a la fuerza sísmica es proporcionada por muros de corte o marcos arriostrados.

Sistema dual: un sistema estructural con un marco de espacio esencialmente completo que proporciona soporte para cargas verticales. La resistencia a la fuerza sísmica es proporcionada por pórticos resistentes a momento y muros de cortante o pórticos arriostrados como se prescribe en la Sección 12.2.5.1.

**Shear Wall-Frame Interactive System:** un sistema estructural que utiliza combinaciones de muros de cortante de hormigón armado ordinario y pórticos resistentes a momento de hormigón armado ordinario diseñados para resistir fuerzas laterales en proporción a sus rigideces considerando la interacción entre muros de cortante y pórticos en todos los niveles.

**Space Frame System:** un sistema estructural tridimensional compuesto por miembros interconectados, distintos de los muros de carga, que es capaz de soportar cargas verticales y, cuando está diseñado para tal aplicación, es capaz de proporcionar resistencia a las fuerzas sísmicas.

**CLIP DE FRICCIÓN:** Un dispositivo que se basa en la fricción para resistir cargas aplicadas en una o más direcciones para anclar una estructura no estructural

componente. La fricción se proporciona mecánicamente y no se debe a cargas de gravedad.

**MURO CORTINA ACRISTALADO:** Un muro sin carga que se extiende más allá de los bordes de las losas del piso del edificio e incluye un material vidriado instalado en el marco del muro cortina.

**FRONTAL DE TIENDA ACRISTALADO:** Un muro sin carga que se instala entre las losas del piso, que generalmente incluye entradas, e incluye un material vidriado instalado en el marco del frente de la tienda.

**PLANO DE GRADO:** Un plano de referencia horizontal que representa el promedio del nivel del suelo terminado contiguo a la estructura en todas las paredes exteriores. Cuando el nivel del suelo terminado se incline alejándose de las paredes exteriores, el plano de pendiente se establece mediante los puntos más bajos dentro del área entre la estructura y el límite de la propiedad o, cuando el límite de la propiedad está a más de 6 pies (1829 mm) de la estructura, entre la estructura y puntos a 6 pies (1829 mm) de la estructura.

**CALEFACCIÓN, VENTILACIÓN, AIRE ACONDICIONADO Y REFRIGERACIÓN (HVACR):** El equipo, los sistemas de distribución y las terminales, excluyendo las tuberías de interconexión y los conductos que proporcionan, ya sea colectiva o individualmente, los procesos de calefacción, ventilación, aire acondicionado o refrigeración. ción a un edificio o parte de un edificio.

**INSPECCIÓN ESPECIAL:** La observación del trabajo por parte de un inspector especial para determinar el cumplimiento de los documentos de construcción aprobados y estas normas de acuerdo con

el plan de aseguramiento de la calidad.

**Inspección Especial Continua:** La observación de tiempo completo del trabajo por parte de un inspector especial que está presente en el área donde se está realizando el trabajo.

**Inspección Especial Periódica:** La observación del trabajo a tiempo parcial o intermitente por parte de un inspector especial que está presente en el área donde se ha realizado o se está realizando el trabajo.

**INSPECTOR ESPECIAL:** Persona aprobada por la Autoridad Competente para realizar inspección especial, y que se identificará como el inspector del propietario.

**ESTRUCTURAS TIPO PÉNDULO INVERTIDO:** Estructuras en las que se concentra más del 50% de la masa de la estructura.

en la parte superior de una estructura esbelta en voladizo y en la que la estabilidad de la masa en la parte superior de la estructura se basa en la restricción rotacional en la parte superior del elemento en voladizo.

**JUNTA:** El volumen geométrico común a los miembros que se intersecan.

**CONSTRUCCIÓN DE MARCO LIGERO:** Un método de construcción construcción donde los conjuntos estructurales (p. ej., paredes, pisos, cielos rasos y techos) están formados principalmente por un sistema repetitivo de elementos estructurales de madera o acero conformado en frío o subconjuntos de estos elementos (p. ej., cerchas).

**RELACIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL:** Área de refuerzo longitudinal dividida por el área de la sección transversal del concreto.

#### TERREMOTO MÁXIMO CONSIDERADO (MCE)

**MOVIMIENTO DEL TERRENO:** Los efectos sísmicos más severos considerados por esta norma, definidos más específicamente en los siguientes dos términos:

**Máxima aceleración máxima considerada del suelo de la media geométrica de terremotos (MCEG) :** Los efectos sísmicos más severos considerados por este estándar determinados para la aceleración máxima media geométrica del suelo y sin ajuste para el riesgo objetivo. La aceleración máxima del suelo MCEG ajustada por los efectos del sitio (PGAM) se utiliza en este estándar para la evaluación de la licuefacción, la expansión lateral, los asentamientos sísmicos y otros problemas relacionados con el suelo. En esta norma, los procedimientos generales para determinar PGAM se proporcionan en la Sección 11.8.3; los procedimientos específicos del sitio se proporcionan en la Sección 21.5.

**Terremoto Máximo Considerado con Objetivo de Riesgo (MCER)**

Aceleración de la respuesta del movimiento del suelo: Los efectos sísmicos más severos considerados por este estándar determinados para la orientación que resulta en la mayor respuesta máxima a los movimientos horizontales del suelo y con ajuste para el riesgo objetivo.

En esta norma, los procedimientos generales para determinar los valores de movimiento del suelo MCER se proporcionan en la Sección 11.4.4; los procedimientos específicos del sitio se proporcionan en las Secciones 21.1 y 21.2.

**TANQUES O RECIPIENTES ANCLADOS MECÁNICAMENTE:** Tanques o recipientes provistos de anclajes mecánicos para resistir momentos de vuelco.

**ESTRUCTURA QUE NO ES DE EDIFICACIÓN:** Una estructura, que no sea un edificio, construida de un tipo incluido en el Capítulo 15 y dentro de los límites de la Sección 15.1.1.

**ESTRUCTURA QUE NO ES DE EDIFICACIÓN SIMILAR A UN EDIFICIO:** Una estructura que no es de edificación que está diseñada y construida de manera similar a los edificios, responde al fuerte movimiento del suelo de manera similar a los edificios y tiene un sistema básico de resistencia sísmica lateral y vertical conforme a uno de los tipos indicados en las Tablas 12.2-1 o 15.4-1.

**TANQUE ABIERTO:** Un tanque sin techo fijo o cubierta, cubierta flotante, cubierta de depósito de gas o cúpula.

**ORTOGONAL:** En dos direcciones horizontales, a 90° entre sí.

**PROPIETARIO:** Cualquier persona, agente, firma o corporación que tenga una interés legal o equitativo en una propiedad.

**EFFECTO P-DELTA:** El efecto secundario sobre los cortantes y momentos de los miembros estructurales causado por la acción de las cargas verticales inducidas por el desplazamiento horizontal de la estructura resultante de varias condiciones de carga.

**TABIQUE:** Muro interior no estructural que se extiende horizontal o verticalmente de un soporte a otro. Los soportes pueden ser la estructura básica del edificio, miembros estructurales subsidiarios u otras partes del sistema de partición.

**PILOTE:** Elemento de cimentación profunda, que incluye pilas, cajones y pilotes.

**PILE CAP:** Elementos de cimentación a los que se unen pilotes conectados, incluidas las vigas de nivelación y las esteras.

**SISTEMA MECÁNICO Y ELÉCTRICO MODULAR PREFABRICADO:** Un conjunto prefabricado, total o parcialmente cerrado, de componentes mecánicos y eléctricos.

**PROFESIONAL DE DISEÑO REGISTRADO:** Un arquitecto o ingeniero registrado o con licencia para practicar arquitectura o ingeniería profesional, según lo definido por los requisitos legales de las leyes de registro profesional del estado en el que se va a construir el proyecto.

**CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO:** Una clasificación asignada a una estructura basada en su Categoría de Riesgo y la severidad del movimiento sísmico de diseño en el sitio, como se define en la Sección 11.4.

**SISTEMA RESISTENTE A LAS FUERZAS SÍSMICAS:** Aquella parte del sistema estructural que ha sido considerada en el diseño para proporcionar la resistencia requerida a las fuerzas sísmicas prescritas en este documento.

**FUERZAS SÍSMICAS:** Las fuerzas supuestas prescritas en este documento, relacionadas con la respuesta de la estructura a los movimientos sísmicos, para ser utilizadas en el diseño de la estructura y sus componentes.

**TANQUES O BUQUES AUTOFONDEADOS:** Tanques o embarcaciones que son estables bajo el momento de vuelco de diseño sin la necesidad de anclajes mecánicos para resistir el levantamiento.

**PANEL DE CORTE:** Un elemento de piso, techo o pared revestido para actuar como un muro de corte o diafragma.

**CLASE DE SITIO:** Una clasificación asignada a un sitio basada en los tipos de suelos presentes y sus propiedades de ingeniería, como se define en el Capítulo 20.

**ESTANTERÍAS DE ALMACENAMIENTO DE ACERO:** Un armazón o conjunto, compuesto por elementos estructurales de acero laminado en caliente o conformado en frío, destinado al almacenamiento de materiales, incluidos, entre otros, estanterías de almacenamiento de palés, estanterías selectivas, estanterías de estantes móviles, estanterías soportadas por estanterías, automáticos, sistemas automatizados de almacenamiento y recuperación (estanterías apiladoras), estanterías push-back, estanterías de flujo de tarimas, estanterías de flujo de cajas, módulos de selección y plataformas soportadas por estanterías. Otros tipos de estanterías, como las estanterías de acceso directo o de paso, las estanterías en voladizo, las estanterías portátiles o las estanterías hechas de materiales que no sean acero, no se consideran estanterías de almacenamiento de acero a los efectos de esta norma.

**ESTANTES DE ALMACENAMIENTO, DE ACERO EN VOLADIZO:** Una estructura o ensamblaje compuesto de miembros estructurales de acero laminados en caliente o formados en frío, principalmente en forma de columnas verticales, bases extendidas, brazos horizontales que se proyectan desde las caras de las columnas y longitudinales (hacia abajo). pasillo) arriostramiento entre columnas. Puede haber vigas de estantería entre los brazos, dependiendo de los productos que se almacenen; esta definición no incluye otros tipos de estanterías, tales como estanterías para palets, estanterías de acceso directo, estanterías de acceso directo o estanterías fabricadas con materiales distintos del acero.

**PISO:** La parte de una estructura entre la parte superior de dos superficies de piso sucesivas y, para el piso más alto, desde la parte superior de la superficie del piso hasta la parte superior de la superficie del techo.

**PISO SOBRE PLANO DE GRADO:** Un piso en el que la superficie del piso o techo en la parte superior del piso está a más de 6 pies (1,828 mm) por encima del plano del suelo o está a más de 12 pies (3,658 mm) por encima del nivel del suelo terminado en cualquier punto en el perímetro de la estructura.

**DERIVA DE PISO:** La deflexión horizontal en la parte superior del piso en relación con la parte inferior del piso como se determina en la Sección 12.8.6.

**RELACIÓN DE DESLIZAMIENTO DEL PISO:** El desplazamiento del piso, como se determina en la Sección 12.8.6, dividido por la altura del piso,  $h_{sx}$ .

**STORY SHEAR:** La suma de la sísmica lateral de diseño fuerzas en niveles por encima del piso bajo consideración.

**RESISTENCIA:**

Resistencia de diseño: Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia,  $\gamma_r$ .

Resistencia nominal: Resistencia de un miembro o sección transversal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de los métodos de diseño de resistencia de esta norma (o los documentos de referencia) antes de la aplicación de cualquier factor de reducción de resistencia.

**Resistencia requerida:** Resistencia de un miembro, sección transversal o conexión requerida para resistir cargas mayoradas o momentos y fuerzas internas relacionadas en las combinaciones estipuladas por esta norma.

**ALTURA ESTRUCTURAL:** La distancia vertical desde la base hasta el nivel más alto del sistema resistente a fuerzas sísmicas de la estructura. Para techos inclinados o inclinados, la altura estructural es desde la base hasta la altura promedio del techo.

**OBSERVACIONES ESTRUCTURALES:** Las observaciones visuales para determinar que el sistema resistente a fuerzas sísmicas está construido en conformidad general con los documentos de construcción.

**ESTRUCTURA:** Aquello que está edificado o edificado y limitado a edificios y estructuras que no son edificios como se define en este documento.

**SUBDIAFRAGMA:** Porción de un diafragma que se usa para transferir las fuerzas de anclaje de la pared a las traviesas del diafragma.

**SOPORTES:** Aquellos miembros, ensamblajes de miembros o elementos manufacturados, incluyendo riostras, marcos, patas, orejetas, amortiguadores, soportes colgantes, o puntales y sujetadores asociados que transmiten cargas entre los componentes no estructurales y sus uniones a la estructura.

AGENCIA DE PRUEBAS: Una empresa o corporación que proporciona servicios de prueba y/o inspección.

CHAPAS: Revestimientos o ornamentación de ladrillo, hormigón, piedra, teja o materiales similares adheridos a un respaldo.

PARED: Un componente que tiene una pendiente de 60 grados o más con el plano horizontal utilizado para encerrar o dividir el espacio.

Muro de carga: Cualquier muro que cumpla cualquiera de las siguientes clasificaciones:

1. Cualquier pared de entramado de metal o madera que soporte más de 100 lb=pie lineal (1459 N=m) de carga vertical además de su propio peso.
2. Cualquier muro de hormigón o mampostería que soporte más de 200 lb=pie lineal (2919 N=m) de carga vertical además de su propio peso.

Pared de marco ligero: una pared con montantes de madera o acero.

Muro de corte de madera con estructura ligera: Un muro construido con montantes de madera y revestido con material clasificado para resistencia al corte.

Muro no portante: Cualquier muro que no sea un muro portante.

Muro no estructural: Un muro que no sea un muro de carga o un muro de corte.

Muro de corte (diafragma vertical): Un muro, portante o no portante, diseñado para resistir las fuerzas laterales que actúan en el plano del muro (a veces denominado "diafragma vertical").

Muro estructural: Un muro que cumple con la definición de muro de carga o muro de corte.

SISTEMA DE PAREDES DE CARGA: Un sistema estructural con paredes de carga que brindan soporte para todas o la mayor parte de las cargas verticales. Los muros de corte o los marcos arriostrados proporcionan resistencia a la fuerza sísmica.

PANEL ESTRUCTURAL DE MADERA: Un producto de panel a base de madera que cumple con los requisitos de DOC PS1 o DOC PS2 y está unido con un adhesivo impermeable. Se incluyen bajo esta designación la madera contrachapada, los tableros de fibras orientadas y los paneles compuestos.

### 11.3 SÍMBOLOS

Las dimensiones de la unidad utilizadas con los artículos cubiertos por los símbolos deben ser consistentes en todo excepto donde se indique específicamente. Los símbolos presentados en esta sección se aplican solo a las disposiciones sísmicas de los Capítulos 11 al 22 de esta norma.

A0 = área de los cimientos de carga [ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>) 2 (mm<sup>2</sup>)] de una

Ach = área de la sección transversal estructura  
[in: elemento medido de afuera hacia afuera del refuerzo transversal]

Ceniza = área total de la sección transversal del refuerzo circular 2 separación, de dichas zonas de inserción, dimensiones una central de hc 2 (mm<sup>2</sup>) de diagonal

Avd = área requerida de la pierna [en:  
refuerzo]

Ax = factor de amplificación torsional (Sección 12.8.4.3) ai = la aceleración en el nivel i obtenida de un análisis modal (Sección 13.3.1) ap = el factor de amplificación relacionado con la respuesta de un sistema o componente afectado por el tipo de actividad sísmica adjunto, determinado en la Sección 13.3.1

bp = el ancho del panel de vidrio rectangular Cd = factor de amplificación de deflexión como se indica en las Tablas 12.2-1, 15.4-1 o 15.4-2 CdX = factor de amplificación de deflexión en la dirección X (Sección 12.9.2.5)

CdY = factor de amplificación de deflexión en la dirección Y (Sección 12.9.2.5)

Cp0 = coeficiente de aceleración de diseño del diafragma en la base de la estructura (Sección 12.10.3.2.1)

Cpi = coeficiente de aceleración de diseño del diafragma al 80% de la altura estructural sobre la base, hn (Sección 12.10.3.2.1)

Cpn = coeficiente de aceleración de diseño del diafragma a la altura estructural, hn (Sección 12.10.3.2.1)

Cpx = coeficiente de aceleración de diseño del diafragma en el nivel x (Sección 12.10.3.2.1)

CR = coeficiente de riesgo específico del sitio en cualquier período (Sección 21.2.1.1)

CR1 = valor mapeado del coeficiente de riesgo en un período de 1 s como se muestra en la Fig. 22-19 CRS = valor mapeado del coeficiente de riesgo en períodos cortos como se muestra en la Fig. 22-18 Cs = coeficiente de respuesta sísmica determinado en la Sección 12.8.1.1 o 19.3.1 (sin dimensiones)

Cs2 = coeficiente de respuesta sísmica de modo superior (Sección 12.10.3.2.1)

Ct = coeficiente de período de construcción (Sección 12.8.2.1)

Cvx = factor de distribución vertical determinado (Sección 12.8.3)

c = distancia desde el eje neutral de un miembro flexionado hasta la fibra de máxima deformación en compresión [pulg. (mm)]

D = el efecto de la carga muerta

Dclear = desplazamiento horizontal relativo (deriva), medido sobre la altura del panel de vidrio en consideración, que provoca el contacto inicial entre el vidrio y el marco.

Para paneles de vidrio rectangulares dentro de un marco de pared rectangular, Dclear se establece en la Sección 13.5.9.1 Dpl = desplazamiento sísmico relativo; consulte la Sección 13.3.2 Ds = la profundidad total del estrato en la ecuación. (19.3-4) [pies (m)] dc = el espesor total de las capas de suelo cohesivo en los primeros 100 pies (30 m); consulte la Sección 20.4.3 [pies (m)] di = el espesor de cualquier capa de suelo o roca i [entre 0 y 100 pies (entre 0 y 30 m)]; consulte la Sección 20.4.1 [pies (m)]

dS = el espesor total de las capas de suelo sin cohesión en los 100 pies (30 m) superiores; consulte la Sección 20.4.2 [pies (m)]

E = efecto de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por terremotos (Sección 12.4)

Ecl = El efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada, igual a la fuerza máxima que puede desarrollarse en el elemento según lo determinado por un análisis de mecanismo plástico racional Fa = coeficiente de sitio de período corto (en un período de 0,2 s); ver Sección 11.4.4 Fi,

Fn, Fx = porción del cortante base sísmico, V, inducida en el nivel i, n o x, respectivamente, según se determina en la Sección 12.8.3

Fp = la fuerza sísmica que actúa sobre un componente de un estructura como se determina en las Secciones 12.11.1 y 13.3.1  
Fpx = fuerza sísmica de diseño del diafragma en el Nivel x FPGA

= coeficiente del sitio para la aceleración máxima del suelo (PGA); consulte la Sección

11.8.3 Fv = coeficiente de sitio de período largo (en un período de 1,0 s); ver Sección 11.4.4

F<sup>0</sup><sub>c</sub> = resistencia a la compresión especificada del hormigón utilizado en el diseño

F<sup>0</sup><sub>s</sub> = resistencia última a la tracción [psi (MPa)] del perno, espárrago o alambres de la pata de inserción. Para pernos ASTM A307 o espárragos ASTM A108, se permite suponer que es de 60 000 psi (415 MPa)

F<sub>y</sub> = límite elástico especificado del refuerzo [psi  
(MPa)]  
= límite elástico especificado del refuerzo lateral especial [ psi (kPa)]

G =  $\frac{f_y}{2}$  s = g = el módulo de corte promedio para los suelos debajo de la cimentación a grandes niveles de deformación [psf (Pa)]  
G<sub>0</sub> =  $\frac{f_y}{2}$  s<sub>0</sub>=g = el módulo de corte promedio para los suelos debajo de la cimentación a niveles de deformación pequeños [psf (Pa)]

g = aceleración de la gravedad  
H = espesor del suelo

h = altura de un muro de corte medida como la altura libre máxima desde la parte superior de la cimentación hasta la parte inferior del marco del diafragma arriba, o la altura libre máxima desde la parte superior del diafragma hasta la parte inferior del marco del diafragma arriba h = altura promedio del techo de la estructura con respecto a la base; consulte el Capítulo 13 h = altura efectiva del edificio según lo determinado en el Capítulo 19 [pies (m)] hc = dimensión del núcleo de un componente medida hasta el exterior del refuerzo lateral especial [pulg. (mm)] h<sub>i</sub>, h<sub>x</sub> = la altura sobre la base hasta el nivel i o x, respectivamente hn = altura estructural como se define en la Sección 11.2 hp = la altura del panel de vidrio rectangular hsx = la altura del piso debajo del nivel x=  $\delta h_x \approx h_x - 1$  le = el Factor de Importancia prescrito en la Sección 11.5.1

I<sub>p</sub> = el factor de importancia del componente según lo prescrito en la Sección 13.3.1 i = el nivel del edificio referido por el subíndice i; i= 1 designa el primer nivel por encima de la base K<sub>p</sub> = la rigidez del componente o accesorio (Sección 13.3)

K<sub>xx</sub>, K<sub>rr</sub> = rigidez rotacional de la cimentación [Ecs. (19.3-9) y (19.3-19) [pies-libras=grados (Nm=rad)]  
K<sub>y</sub>, K<sub>r</sub> = rigidez fundamental translacional [Ecs. (19.3-8) y (19.3-18)] [lb=in: (N=m)]

KL=r = la relación de esbeltez lateral de un miembro comprimido medida en términos de su longitud efectiva, KL, y el radio mínimo de giro de la sección transversal del miembro, rk = exponente de distribución dado en la Sección 12.8.3 ka = coeficiente definido en Secciones 12.11.2.1 y 12.14.7.5 L = longitud total del edificio (ft o m) en la base en

la dirección que se analiza M<sub>t</sub> = momento de torsión resultante de la excentricidad entre las ubicaciones del centro de masa y el centro de rigidez (Sección 12.8.4.1)

M<sub>ta</sub> = momento de torsión accidental como se determina en la Sección 12.8.4.2

m = un subíndice que denota el modo de vibración bajo consideración; es decir, m = 1 para el modo fundamental  
N = resistencia a la penetración estándar, ASTM D1586 N = número de pisos por encima de la base (Sección 12.8.2.1)  
N = resistencia de penetración estándar de campo promedio para los 100 pies (30 m) superiores; consulte las Secciones 20.3.3 y 20.4.2  
n<sub>ch</sub> = resistencia de penetración estándar promedio para capas de suelo sin cohesión para los 100 pies (30 m) superiores; ver Secciones 20.3.3 y 20.4.2

N<sub>i</sub> = resistencia estándar a la penetración de cualquier capa de suelo o roca i [entre 0 y 100 pies (entre 0 y 30 m)]; consulte la Sección 20.4.2

n = designación para el nivel que está más arriba en el parte principal del edificio PGA = aceleración máxima del suelo MCEG mapeada que se muestra en las Figs.

22-9 a 22-13 PGAM = MCEG aceleración máxima del suelo ajustada para el sitio efectos de clase; consulte la Sección 11.8.3 PI = índice de plasticidad, ASTM D4318  
P<sub>x</sub> = carga de diseño vertical total no mayorada en y por encima del nivel x, para usar en la Sección 12.8.7 QE = efecto de la sísmica horizontal (inducida por un terremoto) efectivo

R = coeficiente de modificación de respuesta como se indica en las tablas 12.2-1, 12.14-1, 15.4-1 y 15.4-2

R<sub>p</sub> = factor de modificación de la respuesta del componente según se define en la Sección 13.3.1

R<sub>s</sub> = factor de reducción de la fuerza de diseño del diafragma (Sección 12.10.3.5)

R<sub>X</sub> = coeficiente de modificación de respuesta en la dirección X (Sección 12.9.2.5)

R<sub>Y</sub> = coeficiente de modificación de respuesta en la dirección Y (Sección 12.9.2.5)

S<sub>1</sub> = MCER mapeado, 5% amortiguado, parámetro de aceleración de respuesta espectral en un período de 1 s como se define en la Sección 11.4.2 S<sub>aM</sub> = parámetro de aceleración de respuesta espectral de MCER específico del sitio en cualquier período SD<sub>1</sub> = diseño, 5% amortiguado, espectral parámetro de aceleración de respuesta en un período de 1 s como se define en la Sección 11.4.5

SDS = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño, 5 % amortiguado, en períodos cortos, como se define en la Sección 11.4.5 S<sub>M1</sub> = MCER, parámetro de aceleración de respuesta espectral, 5 % amortiguado, en un período de 1 s, ajustado para efectos de clase de sitio, como se define en Sección 11.4.4

SMS = el parámetro de aceleración de respuesta espectral MCER, 5% amortiguado, en períodos cortos ajustado para los efectos de clase de sitio como se define en la Sección 11.4.4.

SS = MCER mapeado, 5% amortiguado, parámetro de aceleración de respuesta espectral en períodos cortos como se define en las Secciones 11.4.2, 11.4.4

s<sub>h</sub> = espaciamiento del refuerzo lateral especial [pulg. (mm)] s<sub>u</sub> = resistencia al corte sin drenaje; consulte la Sección 20.4.3 s<sub>u</sub> = resistencia promedio al corte sin drenaje en los 100 pies (30 m) superiores; consulte las Secciones 20.3.3 y 20.4.3, ASTM D2166 o ASTM D2850 s<sub>ui</sub> = resistencia al corte sin drenaje de cualquier capa de suelo cohesivo i [entre 0 y 100 pies (0 y 30 m)]; consulte la Sección 20.4.3

T = el período fundamental del edificio T<sub>0</sub> = 0.2SD<sub>1</sub>=SDS

T<sub>~</sub> = el período fundamental como se determina en el Capítulo 19 T<sub>a</sub> = el período fundamental aproximado del edificio como se determina en la Sección 12.8.2

T<sub>L</sub> = período de transición de largo plazo como se define en Sección 11.4.6

T<sub>inferior</sub> = período de vibración en el que se ha recuperado el 90% de la masa real en cada una de las dos direcciones ortogonales de respuesta (Sección 12.9.2). El modelo matemático utilizado para calcular Tlower no incluirá torsión accidental e incluirá efectos P-delta.

T<sub>p</sub> = periodo fundamental del componente y su anexo (Sección 13.3.3)

TS = SD<sub>1</sub>=SDS

$Tupper$  = el mayor de los dos períodos ortogonales fundamentales de vibración (Sección 12.9.2). El modelo matemático utilizado para calcular  $Tupper$  no incluirá torsión accidental y deberá incluir efectos P-delta

$V$  = esfuerzo lateral total de diseño o cortante en la base  $VEX$  = valor absoluto máximo del cortante elástico en la base calculado en la dirección X entre los tres análisis realizados en esa dirección (Sección 12.9.2.5)

$VEY$  = valor absoluto máximo del cortante base elástico calculado en la dirección Y entre los tres análisis realizados en esa dirección (Sección 12.9.2.5)

$VIX$  = cortante base inelástico en la dirección X (Sección 12.9.2.5)

$VIY$  = cortante base inelástico en la dirección Y (Sección 12.9.2.5)

$Vt$  = valor de diseño del cortante base sísmico según se determina en la Sección 12.9.1.4.1

$VX$  = Cortante base ELF en la dirección X (Sección 12.9.2.5)

$Vx$  = cortante sísmico de diseño en el piso x según lo determinado en Sección 12.8.4

$YY$  = cortante base ELF en la dirección Y (Sección 12.9.2.5)

$V\sim$  = cortante base reducido que tiene en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura según se determina en la Sección 19.3.1

$V\sim 1$  = porción del cortante base reducido,  $V\sim 1$  aportado por el modo fundamental, Sección 19.3, en kip (kN)  $\dot{y}V$  = reducción en V según lo determinado en la Sección 19.3.1, en kip (kN)  $\dot{y}V1$  = reducción en  $V1$  como se determina en la Sección 19.3.1, en kip (kN)  $vs$  = velocidad de la onda de corte en pequeñas deformaciones de corte (deformación superior al 10-3 %); consulte la Sección 19.2.1, en pies/s (m/s)  $vs$  = velocidad de onda de corte promedio en pequeñas deformaciones de corte en los 100 pies (30 m) superiores; véanse las Secciones 20.3.3 y 20.4.1  $vsi$  = la velocidad de la onda de corte de cualquier capa de suelo o roca i (entre 0 y 100 pies (entre 0 y 30 m)); consulte la Sección 20.4.1

$vso$  = velocidad de onda de corte promedio para los suelos debajo de la cimentación a niveles de deformación pequeños, Sección 19.2.1.1 en pies/s (m/s)

$W$  = peso sísmico efectivo del edificio como se define en la Sección 12.7.2. Para el cálculo del período de aislamiento sísmico del edificio,  $W$  es el peso sísmico efectivo total del edificio como se define en las Secciones 19.2 y 19.3, en kip (kN)

$W$  = peso sísmico efectivo del edificio como se define en las Secciones 19.2 y 19.3, en kip (kN)

$Wc$  = carga de gravedad de un componente del edificio  $WP$  = peso operativo del componente, en lb (N)  $wpx$  = peso tributario al diafragma en el nivel  $xw$  = contenido de humedad (en porcentaje), ASTM D2216  $wi,wn,wx$  = porción de  $W$  que está ubicado en o asignado al nivel i, n o x, respectivamente  $x$  = nivel bajo consideración, 1 designa el primer nivel por encima de la base

$z$  = altura en estructura del punto de unión del componente con respecto a la base; consulte la Sección 13.3.1  $zs$  = factor de forma modal, Sección 12.10.3.2.1  $\dot{y}$  = relación entre la demanda de corte y la capacidad de corte para el piso entre los niveles x y x  $\dot{y} 1$

$\dot{y}$  = fracción de amortiguamiento crítico para el sistema acoplado estructura-cimentación, determinado en la Sección 19.2.1  $\dot{y}0$  = factor de amortiguamiento de la cimentación como se especifica en la Sección 19.2.1.2

$\dot{y}m1,\dot{y}m2$  = factores de contribución modal primero y superior, respectivamente, Sección 12.10.3.2.1

$\dot{y}$  = peso unitario promedio del suelo, en lb/ft<sup>3</sup> ( $N=m3$ )  $\dot{y}$  = deriva del piso de diseño según se determina en la Sección 12.8.6  $\dot{y}fallout$  = el desplazamiento sísmico relativo (deriva) en el que la lluvia de vidrio del muro cortina, escaparate o se produce la partición  $\dot{y}a$  = deriva de piso permisible como se especifica en la Sección 12.12.1  $\dot{y}ADVE$  = deriva promedio de los elementos verticales contiguos del sistema resistente a fuerzas sísmicas sobre el piso debajo del diafragma en consideración, bajo una carga lateral tributaria equivalente a la utilizada en el cálculo de  $\dot{y}MDD$  Fig. 12.3-1, pulg pulg (mm)

$\dot{y}MDD$  = deflexión máxima calculada en el plano del diafragma bajo carga lateral, Fig. 12.3-1, en pulgadas (mm)  $\dot{y}max$  = desplazamiento máximo en el nivel x, considerando la torsión, Sección 12.8.4.3  $\dot{y}M$  = desplazamiento de respuesta inelástica máxima, considerando torsión, Sección 12.12.3  $\dot{y}MT$  = distancia de separación total entre estructuras adyacentes en la misma propiedad, Sección 12.12.3

$\dot{y}avg$  = el promedio de los desplazamientos en los puntos extremos de la estructura en el nivel x, Sección 12.8.4.3  $\dot{y}x$  = flecha del nivel x en el centro de la masa en y

por encima del nivel x, Eq. (12.8-15)

$\dot{y}xc$  = deflexión del nivel x en el centro de la masa en y por encima del nivel x determinada por un análisis elástico, Sección 12.8.6  $\dot{y}xm$  = deflexión modal del nivel x en el centro de la masa en y por encima del nivel x como se determina en la Sección 19.3.2  $\dot{y}x$ ,  $\dot{y}x1$  = deflexión del nivel x en el centro de la masa en y por encima del nivel x, Ecs. (19.2-13) y (19.3-3), en pulgadas (mm)  $\dot{y}$  = coeficiente de estabilidad para efectos P-delta según se determina en la Sección 12.8.7  $\dot{y}x$  = Factor de escala de fuerza en la dirección X (12.9.2.5)  $\dot{y}$  = Factor de escala de fuerza en la dirección Y (12.9.2.5)  $\dot{y}$  = un factor de redundancia basado en el grado de redundancia estructural presente en un edificio como se define en la Sección 12.3.4

$\dot{y}s$  = relación de refuerzo en espiral para elementos prefabricados y pretensados pilotes en la Sección 14.2.3.2.6  $\dot{y}$

= factor de efecto del tiempo

$\dot{y}0$  = factor de sobrerresistencia como se define en las Tablas 12.2-1, 15.4-1 y 15.4-2  $\dot{y}v$  = factor de sobrerresistencia al corte del diafragma (Sección 14.2.4.1.3)

## 11.4 VALORES DEL MOVIMIENTO SÍSMICO DEL TERRENO

11.4.1 Sitios Cercanos a la Falla. Los sitios que satisfagan cualquiera de las siguientes condiciones se clasificarán como cuasi fallas:

1. 9.5 millas (15 km) de proyección superficial de una falla activa conocida capaz de producir eventos Mw7 o mayores, o 2. 6,25 millas (10 km) de proyección superficial de una falla activa conocida capaz de producir eventos Mw6 o mayores .

EXCEPCIONES:

1. No se considerarán las fallas con una tasa de deslizamiento estimada a lo largo de la falla de menos de 0,04 pulg. (1 mm) por año.
2. La proyección de la superficie no incluirá porciones de la falla a profundidades de 6,25 mi (10 km) o más.

11.4.2 Parámetros de aceleración asignados. Los parámetros SS y S1 se determinarán a partir de las aceleraciones de respuesta espectral de 0,2 y 1 s que se muestran en las Figs. 22-1, 22-3, 22-5, 22-6, 22-7 y 22-8 para SS y las Figs. 22-2, 22-4, 22-5, 22-6, 22-7 y 22-8 para S1.

Donde S1 es menor o igual a 0.04 y SS es menor o igual a

0.15, se permite asignar la estructura a Diseño Sísmico Categoría A y solo se requiere que cumpla con la Sección 11.7.

Nota para el usuario: Los valores electrónicos de los parámetros de aceleración mapeados y otros parámetros de diseño sísmico se proporcionan en el sitio web del Servicio Geológico de EE. UU. (USGS) en <https://doi.org/10.5066/F7NK3C76>.

11.4.3 Clase de sitio. Con base en las propiedades del suelo del sitio, el sitio deberá ser clasificado como Sitio Clase A, B, C, D, E o F de acuerdo con Capítulo 20. Cuando las propiedades del suelo no se conocen suficientemente bien para determinar la clase de sitio, Sitio Clase D, sujeto a la detalle para determinar la clase de sitio, Sitio Clase D, sujeto a la requisitos de la Sección 11.4.4, se deben utilizar a menos que la autoridad tener jurisdicción o datos geotécnicos determinan que la Clase del Sitio Los suelos E o F están presentes en el sitio.

Para situaciones en las que las investigaciones del sitio, realizadas de acuerdo con el Capítulo 20, revelan condiciones de roca consistentes con el Sitio. Clase B, pero no se realizan mediciones de velocidad específicas del sitio, la los coeficientes de sitio Fa, Fv y FPG se tomarán como la unidad (1,0).

#### 11.4.4 Coeficientes del sitio y Máximo objetivo de riesgo

Respuesta espectral de terremoto considerado (MCER)

Parámetros de aceleración. La respuesta espectral MCER

parámetros de aceleración por períodos cortos (SMS) y a 1 s

(SM1), ajustado por los efectos de la clase del sitio, será determinado por ecuaciones (11.4-1) y (11.4-2), respectivamente.

$$\text{SMS} = \text{FaSS} \quad (11.4-1)$$

$$\text{SM1} = \text{FvS1} \quad (11.4-2)$$

donde

SS = el parámetro de aceleración de respuesta espectral MCER mapeado en períodos cortos determinados de acuerdo con Sección 11.4.2, y

S1 = el parámetro de aceleración de respuesta espectral MCER mapeado en un período de 1 s determinado de acuerdo con Sección 11.4.2

donde los coeficientes de sitio Fa y Fv se definen en las Tablas 11.4-1 y 11.4-2, respectivamente. Donde la clase de sitio D está seleccionada como predeterminada clase de sitio según la Sección 11.4.3, el valor de Fa no debe ser inferior a 1.2. Donde el procedimiento de diseño simplificado de la Sección 12.14 es utilizado, el valor de Fa se determinará de acuerdo con Sección 12.14.8.1, y los valores para Fv, SMS y SM1 no necesitan ser determinado.

Tabla 11.4-1 Coeficiente de sitio de período corto, Fa

Máximo terremoto considerado como objetivo de riesgo asignado (MCER) espectral  
Parámetro de aceleración de respuesta en un período corto

Sitio Clase	SS $\ddot{\gamma}$ 0,25 SS = 0,5 SS = 0,75 SS = 1,0 SS = 1,25 SS $\ddot{\gamma}$ 1,5					
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
C	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
mi	2,4	1,7	1,3	Ver	Ver	Ver
			Sección	Sección	Sección	
			11.4.8	11.4.8	11.4.8	
F	Ver	Ver	Ver	Ver	Ver	Ver
	Sección	Sección	Sección	Sección	Sección	Sección
	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8

Nota: Use la interpolación de línea recta para valores intermedios de Ss.

Tabla 11.4-2 Coeficiente de sitio de período largo, Fv

Máximo terremoto considerado como objetivo de riesgo asignado (MCER) espectral  
Parámetro de aceleración de respuesta en un período de 1 s

Sitio Clase	S1 $\ddot{\gamma}$ 0,1	S1 = 0,2	S1 = 0,3	S1 = 0,4	S1 = 0,5	S1 $\ddot{\gamma}$ 0,6
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
C	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
D	2,4	2,2a	2,0a	1,9a	1,8a	1,7a
mi	4,2	Ver	Ver	Ver	Ver	Ver
		Sección	Sección	Sección	Sección	Sección
		11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8
F	Ver	Ver	Ver	Ver	Ver	Ver
	Sección	Sección	Sección	Sección	Sección	Sección
	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8	11.4.8

Nota: Use la interpolación de línea recta para valores intermedios de S1.

Además, consulte los requisitos para los movimientos del suelo específicos del sitio en la Sección 11.4.8.

SDS

$$S_a = \frac{SD1}{T}$$

$$S_a = \frac{SD1 \ddot{\gamma} T_L}{T_2}$$



FIGURA 11.4-1 Espectro de respuesta de diseño

11.4.5 Parámetros de aceleración espectral de diseño. Diseño parámetros de aceleración de la respuesta espectral del terremoto a corto períodos, SDS, y en períodos de 1-s, SD1, se determinarán de las ecuaciones (11.4-3) y (11.4-4), respectivamente. Donde el se utiliza el procedimiento de diseño simplificado alternativo de la Sección 12.14, el valor de SDS se determinará de acuerdo con la Sección 12.14.8.1, y no es necesario determinar el valor de SD1 .

$$FDS = \frac{2}{3} SMS \quad (11.4-3)$$

$$SD1 = \frac{2}{3} SM1 \quad (11.4-4)$$

11.4.6 Espectro de respuesta de diseño. Donde una respuesta de diseño el espectro es requerido por esta tierra estándar y específica del sitio no se utilizan procedimientos de movimiento, el espectro de respuesta de diseño curva se desarrollará como se indica en la Fig. 11.4-1 y como sigue:

1. Para períodos menores a T0, la respuesta espectral de diseño la aceleración, Sa, se tomará como se indica en la Ec. (11.4-5):

$$Sa = SDS 0,4 \ddot{\gamma} 0,6 \frac{T}{T_0} \quad (11.4-5)$$

2. Para períodos superiores o iguales a T0 e inferiores o iguales a TS, la aceleración de respuesta espectral de diseño, Sa, se tomará igual a SDS.
3. Para períodos mayores que TS y menores o iguales a TL, la aceleración de respuesta espectral de diseño, Sa, se tomará como se indica en la ecuación. (11.4-6):

$$Sa = \frac{SD1}{T} \quad (11.4-6)$$

4. Para períodos superiores a TL, Sa se tomará como se indica en la ecuación. (11.4-7):

$$Sa = \frac{SD1TL}{T2} \quad (11.4-7)$$

donde

SDS = el parámetro de aceleración de la respuesta espectral de diseño a corto períodos

SD1 = el parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en un 1-s periodo

T = el periodo fundamental de la estructura, s T0 =

0.2(SD1=SDS)

TS = SD1 = SDS, y

TL = período(s) de transición de período largo que se muestran en las Figs. 22-14 a 22-17.

**11.4.7 Espectro de respuesta de terremoto máximo considerado como objetivo de riesgo (MCER).** Cuando se requiera un espectro de respuesta MCER, se determinará multiplicando el espectro de respuesta de diseño por 1,5.

**11.4.8 Procedimientos de movimiento de tierra específicos del sitio.** Se debe realizar un análisis de respuesta del sitio de acuerdo con la Sección 21.1 para estructuras en sitios Clase F del sitio, a menos que estén exentos de acuerdo con la Sección 20.3.1. Se debe realizar un análisis de riesgos de movimiento del suelo de acuerdo con la Sección 21.2 para lo siguiente:

1. estructuras sismicamente aisladas y estructuras con sistemas de amortiguamiento en sitios con S1 mayor o igual a 0,6,
2. estructuras en sitios Clase E con Ss mayor o igual a 1,0, y. 3. Estructuras en Sitios Clase D y E con S1 mayor o igual a 0,2.

**EXCEPCIÓN:** No se requiere un análisis de riesgo de movimiento del suelo para estructuras que no sean estructuras sismicamente aisladas y estructuras con sistemas de amortiguamiento donde:

1. Estructuras en Sitios Clase E con SS mayor o igual a 1,0, siempre que el coeficiente Fa del sitio se tome como igual al del Sitio Clase C.
2. Estructuras en Sitios Clase D con S1 mayor o igual a 0,2, siempre que el valor del coeficiente de respuesta sísmica Cs esté determinado por la Ec. (12.8-2) para valores de T > 1.5Ts y tomados como iguales a 1.5 veces el valor calculado de acuerdo con la ecuación. (12.8-3) para TL > T > 1.5Ts o Eq. (12.8-4) para T > TL.
3. Estructuras en sitios Clase E con S1 mayor o igual a 0,2, siempre que T sea menor o igual a Ts y se utilice el procedimiento de fuerza estática equivalente para el diseño.

Se permitirá realizar un análisis de respuesta del sitio de acuerdo con la Sección 21.1 y/o un análisis de riesgo de movimiento del suelo de acuerdo con la Sección 21.2 para determinar los movimientos del suelo para cualquier estructura.

Cuando se utilicen los procedimientos de la Sección 21.1 o 21.2, el espectro de respuesta de diseño se determinará de acuerdo con la Sección 21.3, los parámetros de aceleración de diseño se determinarán de acuerdo con la Sección 21.4 y, si se requiere, el parámetro de aceleración máxima del suelo MCEG determinarse de acuerdo con la Sección 21.5.

## 11.5 FACTOR DE IMPORTANCIA Y CATEGORÍA DE RIESGO

**11.5.1 Factor de Importancia.** A cada estructura se le debe asignar un Factor de Importancia, Ie, de acuerdo con la Tabla 1.5-2.

**11.5.2 Acceso Protegido para Categoría de Riesgo IV.** Cuando se requiera acceso operativo a una estructura de Categoría de riesgo IV a través de una estructura adyacente, la estructura adyacente deberá cumplir con los requisitos para las estructuras de Categoría de riesgo IV.

Cuando el acceso operativo esté a menos de 10 pies (3,048 m) desde una línea de lote interior u otra estructura en el mismo lote, el propietario de la estructura de Categoría de riesgo IV deberá brindar protección contra la posible caída de escombros de estructuras adyacentes.

## 11.6 CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO

A las estructuras se les asignará una categoría de diseño sísmico de acuerdo con esta sección.

Las estructuras de categoría de riesgo I, II o III ubicadas donde el parámetro de aceleración de respuesta espectral mapeado en un período de 1 s, S1, es mayor o igual a 0,75 se asignarán a la categoría de diseño sísmico E. Las estructuras de categoría IV de riesgo ubicadas donde el parámetro de aceleración de respuesta espectral mapeado El parámetro de aceleración de respuesta en un período de 1 s, S1, es mayor o igual a 0,75 se asignará a la categoría de diseño sísmico F. Todas las demás estructuras se asignarán a una categoría de diseño sísmico en función de su categoría de riesgo y los parámetros de aceleración de respuesta espectral de diseño , SDS y SD1, determinado de acuerdo con la Sección 11.4.5. Cada edificio y estructura debe ser asignado a la Categoría de Diseño Sísmico más severa de acuerdo con la Tabla 11.6-1 o 11.6-2, independientemente

**TABLA 11.6-1 Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta de período corto**

Valor de SDS	I o II o III	IV
SDS < 0,167	A	A
0,167 > SDS < 0,33	B	C
0,33 > SDS < 0,50	C	D
0,50 > SDS	D	D

**TABLA 11.6-2 Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta del período de 1 s**

Valor de SD1	I o II o III	IV
DE1 < 0,067	A	A
0,067 > DE1 < 0,133	B	C
0,133 > DE1 < 0,20	C	D
0,20 > DE1	D	D

del periodo fundamental de vibración de la estructura, T. El disposiciones del Capítulo 19 no se utilizarán para modificar el espectro parámetros de aceleración de respuesta para determinar el diseño sísmico Categoría.

Cuando S1 es inferior a 0,75, la categoría de diseño sísmico es se permite determinar a partir de la Tabla 11.6-1 solo donde todos los se aplica lo siguiente:

1. En cada una de las dos direcciones ortogonales, el aproximado periodo fundamental de la estructura, Ta, determinado en de acuerdo con la Sección 12.8.2.1 es menor que 0.8Ts, donde **Ts se determina de acuerdo con la Sección 11.4.6.**
2. En cada una de las dos direcciones ortogonales, la fundamental período de la estructura utilizada para calcular la deriva de la historia es menos de Ts.
3. ecuación (12.8-2) se utiliza para determinar la respuesta sísmica coeficiente Cs.
4. Los diafragmas son rígidos de acuerdo con la Sección 12.3; o, para diafragmas que no son rígidos, la distancia horizontal entre elementos verticales de la fuerza sísmica-resistencia sistema no excede los 40 pies (12,192 m).

Cuando el procedimiento de diseño simplificado alternativo de Se utiliza la Sección 12.14, se permite la Categoría de diseño sísmico determinarse a partir de la Tabla 11.6-1 únicamente, utilizando el valor de SDS determinado en la Sección 12.14.8.1, excepto cuando S1 es mayor o igual a 0.75, la Categoría de Diseño Sísmico será e

#### 11.7 REQUISITOS DE DISEÑO PARA DISEÑO SÍSMICO CATEGORIA A

**Edificios y otras estructuras asignadas a Diseño Sísmico**  
La categoría A solo necesita cumplir con los requisitos de la Sección 1.4. Los componentes no estructurales en SDC A están exentos de Requisitos de diseño sísmico. Además, los tanques asignados a Riesgo La categoría IV deberá satisfacer el requisito de francobordo en Sección 15.6.5.1.

#### 11.8 PELIGROS GEOLÓGICOS Y RIESGOS GEOTÉCNICOS INVESTIGACIÓN

11.8.1 Limitación del sitio para las categorías de diseño sísmico E y F. Una estructura asignada a la categoría de diseño sísmico E o F no se ubicará donde exista un potencial conocido para un activo falla para causar la ruptura de la superficie del suelo en la estructura.

11.8.2 Requisitos del informe de investigación geotécnica para Categorías de diseño sísmico C a F. A geotécnico se proporcionará un informe de investigación para una estructura asignada a la categoría de diseño sísmico C, D, E o F de acuerdo con este sección. Se llevará a cabo una investigación y se elaborará un informe presentado que incluye una evaluación de los siguientes posibles Amenazas geológicas y sísmicas:

- un. Inestabilidad de taludes,
- B. Licuefacción,
- C. Liquidación total y diferencial, y
- D. Desplazamiento de la superficie causado por fallas o sísmicamente difusión lateral inducida o flujo lateral.

El informe contendrá recomendaciones para la fundación diseños u otras medidas para mitigar los efectos de los anteriores peligros mencionados.

**EXCEPCIÓN:** Cuando sea aprobado por la autoridad que tenga jurisdicción, no se requiere un informe geotécnico específico del sitio

donde evaluaciones previas de sitios cercanos con suelos similares Las condiciones proporcionan una dirección relativa a la propuesta. construcción.

#### 11.8.3 Informe de Investigación Geotécnica Adicional

Requisitos para las categorías de diseño sísmico D a F.

El informe de investigación geotécnica de una estructura asignada a Las categorías de diseño sísmico D, E o F incluirán todos los siguiente, según corresponda:

1. La determinación de las presiones sísmicas laterales de tierra dinámicas sobre el sótano y los muros de contención causadas por el diseño. movimientos sísmicos del suelo.
2. El potencial de licuefacción y pérdida de resistencia del suelo evaluado para la aceleración máxima del suelo del sitio, la magnitud del terremoto y las características de la fuente de acuerdo con el MCEG aceleración máxima del suelo. La aceleración máxima del suelo deberá determinarse en base a (1) un estudio específico del sitio teniendo en cuenta los efectos de amplificación del suelo como se especifica en Sección 11.4.8 o (2) la aceleración máxima del suelo PGAM, de la ecuación (11.8-1).

$$\text{PGAM} = \text{FPGA} \cdot \text{PGA} \quad (11.8-1)$$

donde

**PGAM** = Aceleración máxima del suelo MCEG ajustada para el sitio efectos de clase.

**PGA** = Se muestra la aceleración máxima del suelo MCEG mapeada en las figs. 22-9 a 22-13.

**FPGA** = Coeficiente de sitio de la Tabla 11.8-1.

donde la clase de sitio D se selecciona como la clase de sitio predeterminada según la Sección 11.4.3, el valor de FPGA no será menor que 1.2.

3. Evaluación de las posibles consecuencias de la licuefacción y pérdida de resistencia del suelo, incluida, entre otras, la estimación de asentamiento total y diferencial, movimiento lateral del suelo, Cargas laterales del suelo sobre cimientos, reducción de cimientos. capacidad portante del suelo y reacción lateral del suelo, arrastre del suelo hacia abajo y reducción de la reacción axial y lateral del suelo para pilotes cimientos, aumentos en las presiones laterales del suelo sobre la retención muros y flotación de estructuras enterradas.
4. Discusión de medidas de mitigación tales como, pero no limitadas selección del tipo de cimentación y las profundidades adecuadas, selección de sistemas estructurales apropiados para acomodar desplazamientos y fuerzas previstas, estabilización del suelo, o cualquier combinación de estas medidas y cómo deben ser considerado en el diseño de la estructura.

**TABLA 11.8-1 Sitio Coeficiente F PGA**

Terreno máximo de la media geométrica considerada máxima asignada (MCEG)  
Aceleración, PGA

Clase de sitio	PGA $\geq 0,1$ PGA = 0,2 PGA = 0,3 PGA = 0,4 PGA = 0,5 PGA $\geq 0,6$	PGA $\geq 0,8$ PGA = 0,9 PGA = 1,0 PGA = 1,1 PGA = 1,2 PGA = 1,3	PGA $\geq 0,8$ PGA = 0,9 PGA = 1,0 PGA = 1,1 PGA = 1,2 PGA = 1,3	PGA $\geq 0,8$ PGA = 0,9 PGA = 1,0 PGA = 1,1 PGA = 1,2 PGA = 1,3
A	0,8	0.8 0.8 0.8 0.9 0.9 0.9 1.2 1.2	0,8	0.8
B	0,9	1.2 1.4 1.3 1.3 1.3 1.3 1.4 1.4	0,9	0.9
C	1,3		1,2	1.2
D	1,6		1,1	1.1
mi	2,4		1,2	1.1
F				

Nota: Use interpolación de línea recta para valores intermedios de PGA.

## 11.9 MOVIMIENTOS VERTICALES DEL SUELO PARA SÍSMICOS DISEÑO

11.9.1 Generalidades. Si la opción de incorporar los efectos de movimientos sísmicos verticales del suelo se ejerce en lugar de la requisitos de la Sección 12.4.2.2, los requisitos de este se permite su uso en la determinación de la

Movimientos sísmicos de diseño vertical. Los requisitos de La Sección 11.9 solo se aplicará a estructuras en Diseño Sísmico Categorías C, D, E y F.

11.9.2 Espectro de Respuesta Vertical MCER. donde una vertical espectro de respuesta es requerido por este estándar y específico del sitio no se utilizan procedimientos, el espectral de respuesta vertical MCER La aceleración, SaMv, se desarrollará de la siguiente manera:

1. Para periodos verticales inferiores o iguales a 0,025 s, SaMv se determinado de acuerdo con la Ec. (11.9-1) como sigue:

$$SaMv = 0.3CvSMS \quad (11.9-1)$$

2. Para periodos verticales superiores a 0,025 s e inferiores o igual a 0,05 s, SaMv se determinará de acuerdo con la ecuación (11.9-2) como sigue:

$$SaMv = 20CvSMS\delta T_v \leq 0,025 \rightarrow 0,3CvSMS \quad (11.9-2)$$

3. Para periodos verticales superiores a 0,05 s e inferiores o igual a 0,15 s, SaMv se determinará de acuerdo con la ecuación (11.9-3) como sigue:

$$SaMv = 0.8CvSMS \quad (11.9-3)$$

4. Para periodos verticales superiores a 0,15 s e inferiores o igual a 2,0 s, SaMv se determinará de acuerdo con la ecuación (11.9-4) como sigue:

$$SaMv = 0.8CvSMS \quad (11.9-4)$$

0.15      0.75  
Término

donde

Cv = se define en términos de SS en la Tabla 11.9-1,

SMS = el parámetro de aceleración de respuesta espectral MCER en períodos cortos y

Tv = el período vertical de vibración.

TABLA 11.9-1 Valores del Coeficiente Vertical Cv

MCER mapeado Respuesta espectral Parámetro en corto Periódica	Clase de sitio A, B	Sitio Clase C	Clase de sitio D, E, F
SS $\geq$ 2,0	0,9	1,3	1,5
SS = 1,0	0,9	1,1	1,3
SS = 0,6	0,9	1,0	1,1
SS = 0,3	0,8	0,8	0,9
SS $\leq$ 0,2	0,7	0,7	0,7

<sup>a</sup>Use interpolación de línea recta para valores intermedios de SS.

SaMv no será inferior a la mitad del SaM correspondiente para componentes horizontales determinados de acuerdo con el procedimientos generales o específicos del sitio de la Sección 11.4 o el Capítulo 21, respectivamente.

Para períodos verticales superiores a 2,0 s, SaMv se desarrollará de un procedimiento específico del sitio; sin embargo, la ordenada resultante de SaMv no será inferior a la mitad de la correspondiente Sa para componentes horizontales determinados de acuerdo con los procedimientos generales o específicos del sitio de la Sección 11.4 o el Capítulo 21, respectivamente.

En lugar de utilizar el procedimiento anterior, se realiza un estudio específico del sitio, permitido realizar para obtener SaMv en períodos verticales menores igual o superior a 2,0 s, pero el valor así determinado no será inferior del 80% del valor de SaMv determinado a partir de las ecuaciones. (11.9-1) hasta (11.9-4).

11.9.3 Espectro de respuesta vertical de diseño. El diseño La aceleración espectral de la respuesta vertical, Sav, se tomará como dos tercios del valor de SaMv determinado en la Sección 11.9.2.

## 11.10 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Consulte el Capítulo 23 para ver la lista de estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de esta norma para la medida a la que se hace referencia en este capítulo.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO 12

### REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN

#### 12.1 BASES DE DISEÑO ESTRUCTURAL

**12.1.1 Requisitos básicos.** Los procedimientos de diseño y análisis sísmico que se utilizarán en el diseño de estructuras de edificios y sus elementos serán los prescritos en esta sección. La estructura del edificio debe incluir sistemas completos de resistencia a fuerzas laterales y verticales capaces de proporcionar la resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía adecuadas para soportar los movimientos del suelo de diseño dentro de los límites prescritos de deformación y demanda de resistencia. Se supondrá que los movimientos de suelo de diseño ocurren a lo largo de cualquier dirección horizontal de la estructura de un edificio. La adecuación de los sistemas estructurales se demostrará mediante la construcción de un modelo matemático y la evaluación de este modelo para los efectos de los movimientos del suelo de diseño. Las fuerzas sísmicas de diseño y su distribución sobre la altura de la estructura del edificio se establecerán de acuerdo con uno de los procedimientos aplicables indicados en la Sección 12.6, y se determinarán las correspondientes fuerzas internas y deformaciones en los miembros de la estructura. No se utilizará un procedimiento alternativo aprobado para establecer las fuerzas sísmicas y su distribución a menos que las correspondientes fuerzas internas y deformaciones en los miembros se determinen utilizando un modelo consistente con el procedimiento adoptado.

**EXCEPCIÓN:** Como alternativa, se permite el uso de los procedimientos de diseño simplificado de la Sección 12.14 en lugar de los requisitos de las Secciones 12.1 a 12.12, sujeto a todas las limitaciones contenidas en la Sección 12.14.

**12.1.2 Diseño de miembro, diseño de conexión y límite de deformación.** Los elementos individuales, incluidos los que no formen parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, deberán contar con la resistencia adecuada para resistir los cortantes, las fuerzas axiales y los momentos determinados de acuerdo con esta norma, y las conexiones deberán desarrollar la resistencia de los elementos conectados o la fuerzas indicadas en el apartado 12.1.1. La deformación de la estructura no debe exceder

los límites prescritos donde la estructura está sujeta a las fuerzas sísmicas de diseño.

#### 12.1.3 Trayectoria de Carga Continua e Interconexión.

A Se debe proporcionar una trayectoria o trayectorias continuas de carga con la resistencia y la rigidez adecuadas para transferir todas las fuerzas desde el punto de aplicación hasta el punto final de resistencia. Todas las partes de la estructura entre juntas de separación deberán estar interconectadas para formar un camino continuo al sistema resistente a la fuerza sísmica, y las conexiones deberán ser capaces de transmitir la fuerza sísmica ( $F_p$ ) inducida por las partes que se conectan. Cualquier porción más pequeña de la estructura se amarrará al resto de la estructura con

elementos que tienen una resistencia de diseño capaz de transmitir una fuerza sísmica de 0,133 veces el parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño de período corto, SDS, multiplicado por el peso del

porción menor o 5% del peso de la porción, lo que sea mayor. Esta fuerza de conexión no se aplica al diseño general del sistema resistente a fuerzas sísmicas. Las fuerzas de diseño de la conexión no necesitan exceder las fuerzas máximas que el sistema estructural puede entregar a la conexión.

**12.1.4 Conexión a Soportes.** Para cada viga, jácena o armadura, debe proporcionarse una conexión positiva para resistir una fuerza horizontal que actúe paralelamente al miembro, ya sea directamente a sus elementos de soporte o a las losas diseñadas para actuar como diafragmas. Cuando la conexión sea a través de un diafragma, entonces el elemento de soporte del miembro también debe estar conectado al diafragma. La conexión deberá tener una resistencia de diseño mínima del 5% de la reacción de carga muerta más viva.

**12.1.5 Diseño de cimientos.** La cimentación deberá estar diseñada para resistir las fuerzas desarrolladas y para adaptarse a los movimientos impartidos a la estructura y la cimentación por los movimientos de suelo de diseño. La naturaleza dinámica de las fuerzas, el movimiento del suelo esperado, la base de diseño para la resistencia y la capacidad de disipación de energía de la estructura y las propiedades dinámicas del suelo se incluirán en la determinación de la cimentación.

**Criterio de diseño.** El diseño y construcción de cimientos deberá cumplir con la Sección 12.13.

Al calcular las combinaciones de carga usando las combinaciones de carga especificadas en las Secciones 2.3 o 2.4, los pesos de los cimientos se deben considerar cargas muertas de acuerdo con la Sección 3.1.2. Se permite que las cargas muertas incluyan materiales de relleno y pavimentación suprayacentes.

#### 12.1.6 Diseño de materiales y requisitos de detallado.

Los elementos estructurales, incluidos los elementos de cimentación, deberán cumplir con los requisitos de diseño y detallado de materiales establecidos en el Capítulo 14.

## 12.2 SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

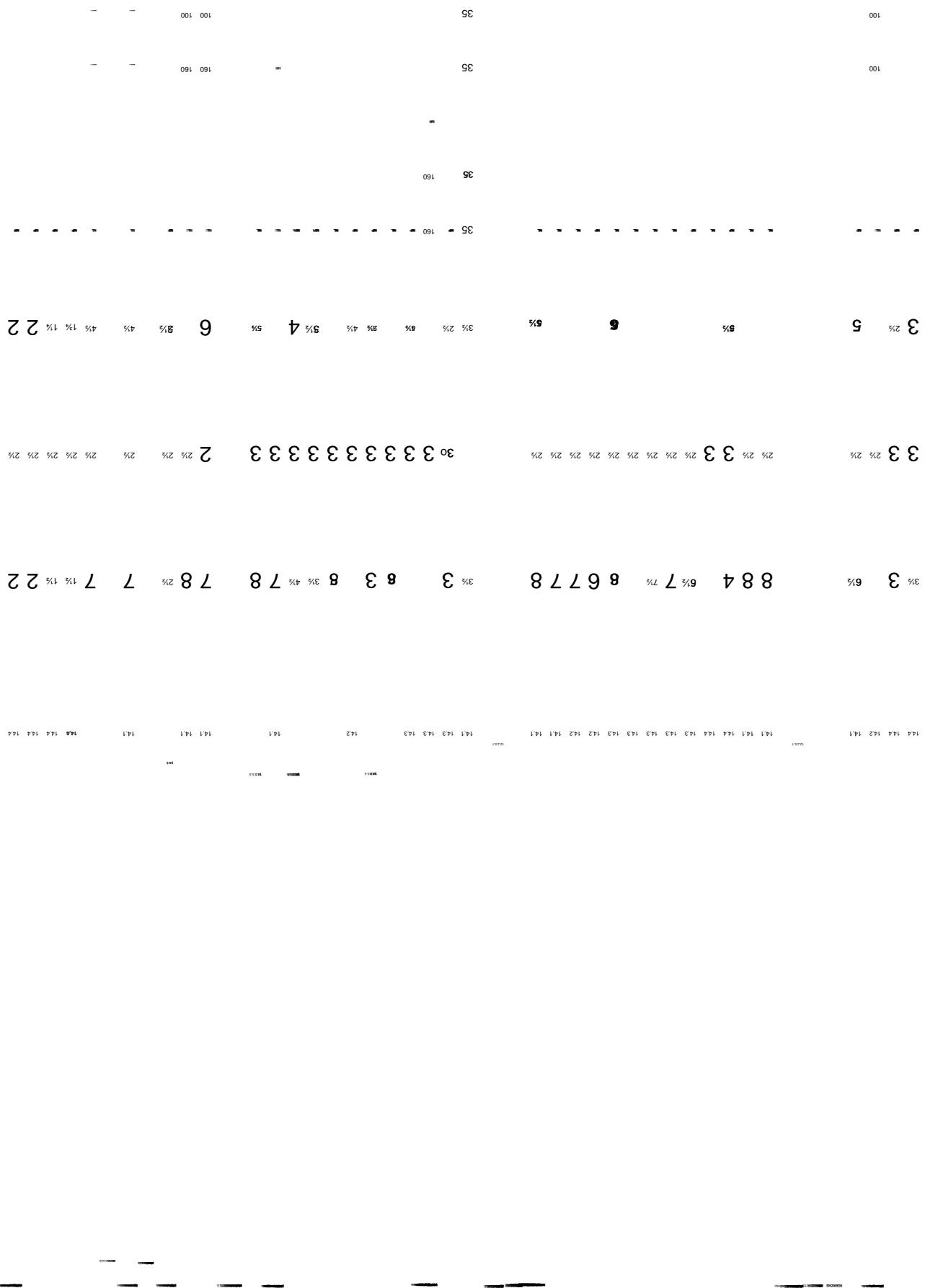
**12.2.1 Selección y Limitaciones.** Excepto como se indica en la Sección 12.2.1.1, el sistema básico resistente a fuerzas sísmicas laterales y verticales debe ser conforme a uno de los tipos indicados en la Tabla 12.2-1 o una combinación de sistemas según lo permitido en las Secciones 12.2.2, 12.2.3 y 12.2.4. Cada sistema se subdivide por los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas laterales. Los sistemas estructurales utilizados deben estar de acuerdo con las limitaciones del sistema estructural y los límites de altura estructural,  $h_n$ , contenidos en la Tabla 12.2-1. El coeficiente de modificación de respuesta apropiado,  $R$ ; factor de sobrerresistencia,  $\gamma_0$ ; y el factor de amplificación de la deflexión,  $C_d$ , indicado en la Tabla 12.2-1 se utilizará para determinar el cortante base, las fuerzas de diseño del elemento y la deriva del piso de diseño.

Cada sistema de resistencia a fuerzas sísmicas seleccionado debe diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos específicos para el

100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100

401 ■

卷之三



II

35 35

35

35 - 35

35 - 35 35 35

- 35 - 35 35 35 35

c

4 4% 4% 3 4%

1

3 1% 1% 1% 1% 1% 2% 2% 2% 2%

3

1 1% 1% 2% 1% 2% 4% 5% 3% 5%

1

141 145 142 142 141 141 142 143 143 143

...

como se establece en el documento de referencia aplicable enumerado en la Tabla 12.2-1 y los requisitos adicionales establecidos en el Capítulo 14.

Nada de lo contenido en esta sección prohibirá el uso de procedimientos alternativos para el diseño de estructuras individuales que demuestren un desempeño aceptable de acuerdo con los requisitos de la Sección 1.3.1.3 de esta norma.

**12.2.1.1 Sistemas Estructurales Alternativos.** Se permitirá el uso de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas no contenidos en la Tabla 12.2-1, sujeto a la presentación y aprobación por parte de la Autoridad que tenga jurisdicción y una revisión independiente del diseño estructural de un conjunto de criterios de diseño que lo acompañen y datos analíticos y de prueba que lo justifiquen. Los criterios de diseño deberán especificar cualquier limitación en el uso del sistema, incluida la categoría de diseño sísmico y la altura; procedimientos requeridos para el diseño de los componentes y conexiones del sistema; detalles requeridos; y los valores del coeficiente de modificación de la respuesta, R; factor de sobrerresistencia,  $\gamma_0$ ; y factor de amplificación de deflexión, Cd.

Los datos presentados deberán establecer las características dinámicas no lineales del sistema y demostrar que los criterios de diseño resultan en una probabilidad de colapso condicionada a la ocurrencia de sacudidas MCER no mayores al 10% para estructuras de Categoría de Riesgo II. La probabilidad condicional de colapso se determinará con base en una evaluación analítica no lineal del sistema y tendrá en cuenta las fuentes de incertidumbre en la calidad de los criterios de diseño, la fidelidad del modelo, los datos de las pruebas de laboratorio y los movimientos del suelo. La revisión del diseño estructural deberá cumplir con los criterios de la Sección 16.5.

#### 12.2.1.2 Elementos de los Sistemas de Resistencia a Fuerzas Sísmicas.

Los elementos de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas, incluidos los miembros y sus conexiones, deben cumplir con los requisitos de detalle especificados en la Tabla 12.2-1 para el sistema estructural seleccionado.

**EXCEPCIÓN:** Elementos sustitutivos que no se ajusten al

Los requisitos especificados en la Tabla 12.2-1 se permitirán supeditados a la presentación y aprobación por parte de la autoridad competente de todo lo siguiente:

un. Descripción detallada de la metodología utilizada para evaluar la equivalencia del elemento sustituto para el sistema de resistencia a la fuerza sísmica de interés, o referencia a la documentación publicada que describe la metodología en profundidad. B. Justificación de la aplicabilidad de la metodología de equivalencia, incluida, entre otras, la consideración de la similitud de las fuerzas transferidas a través de la conexión entre los elementos sustitutos y conformes y el equilibrio del sistema resistente a fuerzas sísmicas, y la similitud entre el sustituto y los elementos conformes. Elemento conformador sobre la distribución de fuerzas y desplazamientos en el equilibrio de la estructura. C. Un procedimiento de diseño para los elementos sustitutos, incluidos los procedimientos para determinar la resistencia de diseño, la rigidez, los detalles, las conexiones y las limitaciones de aplicabilidad y uso. D. Requisitos para la fabricación, instalación y

mantenimiento de los elementos sustitutivos.

mi. Evidencia experimental que demuestra que las características histeréticas de los elementos conformes y sustitutos son similares a través de los niveles de deformación anticipados en respuesta a la agitación de MCER. La evaluación de la evidencia experimental deberá incluir la evaluación de la relación entre la resistencia máxima medida y la resistencia de diseño; la relación entre la rigidez inicial medida y la rigidez de diseño; la capacidad última de deformación; y las características de deterioro de la resistencia cíclica y la rigidez de los elementos conformes y sustitutos.

F. Evidencia de revisión de diseño estructural independiente, de acuerdo con la Sección 16.5 o revisión por un tercero aceptable para la autoridad competente, de conformidad con los requisitos de esta sección.

**12.2.2 Combinaciones de sistemas de entramado en diferentes direcciones.** Se permite el uso de diferentes sistemas resistentes a fuerzas sísmicas para resistir fuerzas sísmicas a lo largo de cada uno de los dos ejes ortogonales de la estructura. Cuando se utilicen sistemas diferentes, los respectivos coeficientes R, Cd y  $\gamma_0$  se aplicarán a cada sistema, incluidas las limitaciones del sistema estructural contenidas en la Tabla 12.2-1.

**12.2.3 Combinaciones de Sistemas de Estructuras en la Misma Dirección.** Cuando se utilicen diferentes sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en combinación para resistir fuerzas sísmicas en la misma dirección, que no sean las combinaciones consideradas como sistemas duales, se aplicarán las limitaciones del sistema estructural aplicables más estrictas contenidas en la Tabla 12.2-1 y el diseño deberá cumplir con los requisitos de esta sección.

**12.2.3.1 Valores de R, Cd y  $\gamma_0$  para combinaciones verticales.** Cuando una estructura tiene una combinación vertical en la misma dirección, se aplicarán los siguientes requisitos:

1. Cuando el sistema inferior tenga un coeficiente de modificación de respuesta más bajo, R, se permite utilizar los coeficientes de diseño (R,  $\gamma_0$  y Cd) para el sistema superior para calcular las fuerzas y derivas del sistema superior. Para el diseño del sistema inferior, se utilizarán los coeficientes de diseño (R,  $\gamma_0$  y Cd) para el sistema inferior. Las fuerzas transferidas del sistema superior al sistema inferior se incrementarán multiplicándolas por la relación entre el coeficiente de modificación de respuesta más alto y el coeficiente de modificación de respuesta más bajo.

2. Cuando el sistema superior tenga un coeficiente de modificación de respuesta inferior, los coeficientes de diseño (R,  $\gamma_0$  y Cd) del sistema superior se utilizarán para ambos sistemas.

#### EXCEPCIONES:

1. Estructuras de techo que no superen los dos pisos de altura y 10% del peso total de la estructura.
2. Otros sistemas estructurales soportados con peso igual o inferior al 10% del peso de la estructura.
3. Viviendas unifamiliares y bifamiliares aisladas de estructura ligera.

**12.2.3.2 Procedimiento de análisis de dos etapas.** Se permite el uso de un procedimiento de fuerza lateral equivalente de dos etapas para estructuras que tienen una parte superior flexible sobre una parte inferior rígida, siempre que el diseño de la estructura cumpla con todo lo siguiente:

- un. La rigidez de la parte inferior debe ser al menos 10 veces la rigidez de la parte superior.
- B. El periodo de toda la estructura no debe ser mayor a 1.1 veces el periodo de la parte superior considerada como una estructura separada apoyada en la transición de la parte superior a la inferior.
- C. La parte superior se diseñará como una estructura separada, usando los valores apropiados de R y  $\gamma_0$ .
- D. La parte inferior se diseñará como una estructura separada usando los valores apropiados de R y  $\gamma_0$ . Las reacciones de la porción superior serán aquellas determinadas a partir del análisis de la porción superior amplificada por la relación de la

$R_{\text{yy}}$  de la parte superior sobre  $R_{\text{yy}}$  de la parte inferior.  
Esta relación no será inferior a 1,0.

mi. La parte superior se analiza con el procedimiento de fuerza lateral equivalente o espectro de respuesta modal, y la parte inferior se analiza con el procedimiento de fuerza lateral equivalente.

#### 12.2.3.3 Valores de R, Cd y $\gamma_0$ para combinaciones horizontales.

El valor del coeficiente de modificación de la respuesta, R, utilizado para el diseño en la dirección considerada, no deberá ser mayor que el valor mínimo de R para cualquiera de los sistemas utilizados en esa dirección. El factor de amplificación de deflexión, Cd, y el factor de sobrerresistencia,  $\gamma_0$ , deben ser consistentes con R requerido en esa dirección.

**EXCEPCIÓN:** Se permite que los elementos resistentes se diseñen utilizando el valor mínimo de R para los diferentes sistemas estructurales que se encuentran en cada línea de resistencia independiente si se cumplen las siguientes tres condiciones: (1) edificio de categoría de riesgo I o II, (2) dos pisos o menos por encima del nivel del suelo, y (3) uso de construcción de estructura ligera o diafragmas flexibles. El valor de R utilizado para el diseño de diafragmas en dichas estructuras no deberá ser mayor que el valor mínimo de R para cualquiera de los sistemas utilizados en esa misma dirección.

#### 12.2.4 Requisitos de detalles de estructuras combinadas.

Los miembros estructurales comunes a los diferentes sistemas de armazón utilizados para resistir fuerzas sísmicas en cualquier dirección se deben diseñar utilizando los requisitos de detalle del Capítulo 12 requeridos por el coeficiente de modificación de respuesta más alto, R, de los sistemas de armazón conectados.

**12.2.5 Requisitos específicos del sistema.** El sistema de entrampado estructural también deberá cumplir con los siguientes requisitos específicos del sistema de esta sección.

**12.2.5.1 Sistema Dual.** Para un sistema dual, los pórticos resistentes a momento deben ser capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas de diseño. La resistencia total a la fuerza sísmica debe ser proporcionada por la combinación de los pórticos resistentes a momento y los muros de corte o arriostrados.

marcos en proporción a sus rigideces.

**12.2.5.2 Sistemas de columnas en voladizo.** Los sistemas de columnas en voladizo están permitidos como se indica en la Tabla 12.2-1 y como sigue. La resistencia axial requerida de los elementos individuales de las columnas en voladizo, considerando solo las combinaciones de carga que incluyen efectos de carga sísmica, no debe exceder el 15% de la resistencia axial disponible, incluidos los efectos de esbeltez.

Los cimientos y otros elementos utilizados para proporcionar resistencia al vuelco en la base de los elementos de las columnas en voladizo deben diseñarse para resistir los efectos de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3.

**12.2.5.3 Estructuras Tipo Péndulo Invertido.** Independientemente del sistema estructural seleccionado, los péndulos invertidos definidos en la Sección 11.2 deben cumplir con esta sección. Las columnas o pilares de soporte de estructuras de tipo péndulo invertido se deben diseñar para el momento fletor calculado en la base determinado usando los procedimientos dados en la Sección 12.8 y variando uniformemente hasta un momento en la parte superior igual a la mitad del momento fletor calculado en la base..

**12.2.5.4 Límite de altura estructural aumentado para pórticos de acero arriostrados excéntricamente, pórticos de acero arriostrados concéntricamente especiales, pórticos arriostrados de acero con restricción de pandeo, muros de cortante de placas especiales de acero y muros de cortante de hormigón armado especial.** Se permite que los límites de la altura estructural, hn, en la Tabla 12.2-1 se incrementen de 160 pies (50 m) a

240 pies (75 m) para estructuras asignadas a diseño sísmico

Categorías D o E y de 100 pies (30 m) a 160 pies (50 m) para estructuras asignadas a Categoría de diseño sísmico F, siempre que los sistemas de resistencia a fuerzas sísmicas se limiten a pórticos de acero arriostrados excéntricamente, pórticos especiales de acero arriostrados concéntricamente, pórticos arriostrados con restricción de pandeo de acero, muros de cortante de placa especial de acero o muros de cortante de hormigón armado especial vaciado en el lugar y se cumplen los dos requisitos siguientes:

1. La estructura no deberá tener una irregularidad de torsión extrema como se define en la Tabla 12.3-1 (irregularidad estructural horizontal Tipo 1b).
2. Los pórticos de acero arriostrados excéntricamente, los pórticos de acero arriostrados concéntricamente especiales, los pórticos arriostrados de acero con restricción de pandeo, los muros de corte de placas especiales de acero o los muros de corte de hormigón armado especial colado in situ en cualquier plano no deben resistir más del 60 % de las fuerzas sísmicas totales en cada dirección, despreciando los efectos torsionales accidentales.

**12.2.5.5 Pórticos especiales para momentos en estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico D a F.** Para estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico D, E o F, donde la Tabla 12.2-1 requiere un pórtico especial para momentos debido a las limitaciones del sistema estructural, el marco debe ser continuo a la base.

Se permite interrumpir por encima de la base un pórtico especial resistente a momento que se usa pero que no es requerido por la Tabla 12.2-1 y se apoya en un sistema más rígido con un coeficiente de modificación de respuesta más bajo, R, siempre que se cumplan los requisitos de las Secciones 12.2.3.1. y 12.3.3.4 se cumplen.

#### 12.2.5.6 Marcos de momento ordinarios de acero

##### 12.2.5.6.1 Categoría de diseño sísmico D o E a. Se

permiten pórticos resistentes a momento ordinarios de acero de un piso en estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico D o E hasta una altura estructural, hn, de 65 pies (20 m) donde la carga muerta soportada por el techo y afluente al mismo no excede las 20 psf (0,96 kN/m<sup>2</sup>). Además, la carga muerta de los muros exteriores a más de 35 pies (10,6 m) por encima del afluente base de los pórticos resistentes al momento no debe exceder las 20 libras por pie cuadrado (0,96 kN/m<sup>2</sup>).

**EXCEPCIÓN:** Se permitirá que las estructuras de un piso con pórticos de acero o resistentes a momento cuyo propósito sea encerrar equipo o maquinaria y cuyos ocupantes se dediquen al mantenimiento o monitoreo de ese equipo, maquinaria o sus procesos asociados, tengan una altura ilimitada cuando la suma de las cargas muertas y del equipo soportadas por el techo y tributarias del mismo no supere las 20 libras por pie cuadrado (0,96 kN/m<sup>2</sup>). Además, la carga muerta del sistema de paredes exteriores, incluidas las columnas exteriores a más de 35 pies (10,6 m) por encima de la base, no debe exceder las 20 libras por pie cuadrado (0,96 kN/m<sup>2</sup>). Para determinar el cumplimiento de los límites de carga de la pared exterior o el techo, se supondrá que el peso del equipo o la maquinaria, incluidas las grúas, que no son autosuficientes para todas las cargas, es totalmente tributario del área de la pared exterior o el techo adyacente que no debe exceder 600 pies<sup>2</sup> (55,8 m<sup>2</sup>), independientemente de su altura sobre la base de la estructura.

- B. Se permiten pórticos resistentes a momento ordinarios de acero en estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico D o E que no cumplan con las limitaciones establecidas en la Sección 12.2.5.6.1.a dentro de la construcción de pórticos livianos hasta una altura estructural, hn, de 35 pies (10,6 m) donde ni la carga muerta del techo ni la carga muerta de ningún piso por encima de la base soportada por y tributaria de los pórticos de momento excede 35 libras por pie cuadrado (1,68 kN/m<sup>2</sup>). Además, la carga muerta de los muros exteriores tributarios a los pórticos resistentes al momento no debe exceder las 20 libras por pie cuadrado (0,96 kN/m<sup>2</sup>).

Tabla 12.3-1 Irregularidades Estructurales Horizontales

Escribe	Descripción	Referencia Sección	Diseño Sísmico Categoría Solicitud
1a.	Irregularidad torsional: Se define que existe irregularidad torsional donde el piso máximo deriva, calculada incluyendo torsión accidental con $A_x = 1.0$ , en un extremo de la estructura transversal a un eje es más de 1,2 veces el promedio de las derivas de la historia en los dos extremos de la estructura. Los requisitos de irregularidad torsional en las secciones de referencia se aplican solo a estructuras en las que los diafragmas son rígidos o semirígidos.	12.3.3.4	D, E y F
		12.7.3	B, C, D, E y F
		12.8.4.3	C, D, E y F
		12.12.1	C, D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
		16.3.4	B, C, D, E y F
1b.	Irregularidad torsional extrema: Se define que existe una irregularidad torsional extrema donde la deriva máxima del piso, calculada incluyendo la torsión accidental con $A_x = 1.0$ , en un extremo de la estructura transversal a un eje es más de 1.4 veces el promedio de las derivas de piso en el dos extremos de la estructura. Requisitos de irregularidad torsional extrema en la referencia Las secciones se aplican solo a estructuras en las que los diafragmas son rígidos o semirígidos.	12.3.3.1	E y F
		12.3.3.4	D
		12.3.4.2	D
		12.7.3	B, C y D
		12.8.4.3	C y D
		12.12.1	C y D
2.	Irregularidad de esquina reentrante: Se define que existe irregularidad de esquina reentrante donde ambas proyecciones en planta de la estructura más allá de una esquina reentrante son mayores que el 15% de la dimensión en planta de la estructura en la dirección dada.	Tabla 12.6-1	D
		16.3.4	B, C y D
		12.3.3.4	D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
		12.3.3.4	D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
3.	Irregularidad de la discontinuidad del diafragma: La irregularidad de la discontinuidad del diafragma se define como existir donde hay un diafragma con una discontinuidad abrupta o variación en la rigidez, incluyendo uno que tenga un corte o un área abierta mayor al 50% del área cerrada bruta área del diafragma, o un cambio en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50% de una historia a la siguiente.	12.3.3.4	D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
		12.3.3.3	B, C, D, E y F
		12.3.3.4	D, E y F
		12.7.3	B, C, D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
4.	Irregularidad de compensación fuera del plano: Se define que existe una irregularidad de compensación fuera del plano donde hay una discontinuidad en una trayectoria de fuerza-resistencia lateral, como un desplazamiento fuera del plano de al menos menos uno de los elementos verticales.	16.3.4	B, C, D, E y F
		12.3.3.3	B, C, D, E y F
		12.3.3.4	D, E y F
		12.7.3	B, C, D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
		16.3.4	B, C, D, E y F
5.	Irregularidad del sistema no paralelo: Se define que existe irregularidad del sistema no paralelo cuando Los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales no son paralelos a los ejes ortogonales principales del sistema resistente a fuerzas sísmicas.	12.5.3	C, D, E y F
		12.7.3	B, C, D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
		16.3.4	B, C, D, E y F
		12.5.3	C, D, E y F
		12.7.3	B, C, D, E y F

12.2.5.6.2 Categoría de diseño sísmico F. Pórticos resistentes a momento ordinarios de acero de un piso en estructuras asignadas a Diseño sísmico La categoría F está permitida hasta una altura estructural,  $h_n$ , de 65 pies (20 m) donde la carga muerta soportada por y tributaria del techo no excede 20 psf (0.96 kN/m<sup>2</sup>). Además, la carga muerta de los muros exteriores tributarios a los pórticos resistentes a momento no supere los 20 psf (0.96 kN/m<sup>2</sup>).

#### 12.2.5.7 Marcos intermedios resistentes al momento de acero

##### 12.2.5.7.1 Categoría de diseño sísmico D

a. Pórticos de momento intermedio de acero de un piso en estructuras asignados a la categoría de diseño sísmico D se permiten hasta una altura estructural,  $h_n$ , de 65 pies (20 m) donde la carga muerta sostenido por y tributario del techo no excede de 20 libras por pie cuadrado (0.96 kN/m<sup>2</sup>). Además, la carga muerta del exterior paredes de más de 35 pies (10,6 m) por encima de la base del afluente a los marcos de momento no deben exceder 20 psf (0.96 kN/m<sup>2</sup>).

EXCEPCIÓN: Estructuras de un piso con pórticos intermedios resistentes a momento cuyo propósito es encerrar equipo o maquinaria y cuyos ocupantes se dedican en el mantenimiento o control de ese equipo, maquinaria o sus procesos asociados se permitirá que sea de altura ilimitada donde la suma de los muertos y equipos

cargas soportadas por y tributarias del techo no supere los 20 psf (0.96 kN/m<sup>2</sup>). Además, la carga muerta del sistema de muros exteriores, incluidas las columnas exteriores más de 35 pies (10,6 m) por encima de la base, no deberá exceder 20 libras por pie cuadrado (0.96 kN/m<sup>2</sup>). Para determinar el cumplimiento de las los límites de carga de la pared exterior o del techo, el peso del equipo máquinas, incluidas las grúas, que no sean autoportantes para todos Se supondrá que las cargas son totalmente tributarias del área de la pared exterior adyacente o el techo no debe exceder los 600 ft<sup>2</sup> (55,8 m<sup>2</sup>), independientemente de su altura sobre la base de la estructura.

B. Pórticos intermedios resistentes a momento en estructuras asignadas a Categoría de diseño sísmico D que no cumple con las limitaciones establecidas en la Sección 12.2.5.7.1.a están permitidos hasta un nivel estructural altura,  $h_n$ , de 35 pies (10,6 m).

##### 12.2.5.7.2 Categoría de diseño sísmico E

un. Pórticos de momento intermedio de acero de un piso en estructuras asignados a la categoría de diseño sísmico E se permiten hasta una altura estructural,  $h_n$ , de 65 pies (20 m) donde la carga muerta sostenido por y tributario del techo no excede de 20 libras por pie cuadrado (0.96 kN/m<sup>2</sup>). Además, la carga muerta del exterior paredes de más de 35 pies (10,6 m) por encima del afluente base

a los pórticos de momento no deben exceder 20 psf (0.96 kN/m<sup>2</sup>).

**EXCEPCIÓN:** Se permitirá que las estructuras de un piso con pórticos intermedios resistentes a momento cuyo propósito sea encerrar equipo o maquinaria y cuyos ocupantes se dediquen al mantenimiento o monitoreo de ese equipo, maquinaria o sus procesos asociados, tengan una altura ilimitada cuando el La suma de las cargas muertas y del equipo soportadas por el techo y tributarias del mismo no excede las 20 libras por pie cuadrado (0,96 kN/m<sup>2</sup>). Además, la carga muerta del sistema de paredes exteriores, incluidas las columnas exteriores a más de 35 pies (10,6 m) por encima de la base, no debe exceder las 20 libras por pie cuadrado (0,96 kN/m<sup>2</sup>). Para determinar el cumplimiento de los límites de carga de la pared exterior o el techo, se supondrá que el peso del equipo o la maquinaria, incluidas las grúas, que no son autosuficientes para todas las cargas, es totalmente tributario del área de la pared exterior o el techo adyacente que no exceda los 600 pies<sup>2</sup> (600 ft<sup>2</sup>, 55,8 m<sup>2</sup>), independientemente de su altura sobre la base de la

estructura.

B. Se permiten pórticos intermedios resistentes a momento en estructuras asignadas a la Categoría de diseño sísmico E que no cumplan con las limitaciones establecidas en la Sección [12.2.5.7.2.a](#) hasta una altura estructural, hn, de 35 pies (10,6 m) donde ni la carga muerta del techo ni la carga muerta de cualquier piso por encima de la base soportada por y tributaria de los marcos de momento excede las 35 libras por pie cuadrado (1,68 kN/m<sup>2</sup>). Además, la carga muerta de los muros exteriores tributarios a los pórticos resistentes al momento no debe exceder las 20 libras por pie cuadrado (0,96 kN/m<sup>2</sup>).

#### 12.2.5.7.3 Categoría de diseño sísmico F

un. Se permiten pórticos intermedios resistentes a momento de acero de un piso en estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico F hasta una altura estructural, hn, de 65 pies (20 m) donde la carga muerta soportada por el techo y afluente al mismo no excede 20 psf (0,96 kN/m<sup>2</sup>). Además, la carga muerta de los muros exteriores tributarios a los pórticos resistentes al momento no debe exceder las 20 libras por pie cuadrado (0,96 kN/m<sup>2</sup>).  
 B. Los pórticos intermedios resistentes a momento en estructuras asignadas a la Categoría de diseño sísmico F que no cumplan con las limitaciones establecidas en la Sección [12.2.5.7.3.a](#) están permitidos dentro de la construcción de pórticos ligeros hasta una altura estructural, hn, de 35 pies (10,6 m) donde ni la carga muerta del techo ni la carga muerta de cualquier piso por encima de la base soportada y tributaria de los pórticos de momento excede 35 libras por pie cuadrado (1,68 kN/m<sup>2</sup>). Además, la carga muerta de los muros exteriores tributarios a los pórticos resistentes al momento no debe exceder las 20 libras por pie cuadrado (0,96 kN/m<sup>2</sup>).

#### 12.2.5.8 Sistemas interactivos de pórticos y muros de cortante. La resistencia al corte de los muros de corte del sistema interactivo de marco de muro de corte debe ser al menos el 75% del corte del piso de diseño en cada piso. Los pórticos del sistema interactivo muro de cortante-pórtico deberán ser capaces de resistir al menos el 25% del cortante del piso de diseño en cada piso.

### 12.3 FLEXIBILIDAD DEL DIAFRAGMA, IRREGULARIDADES DE CONFIGURACIÓN Y REDUNDANCIA

**12.3.1 Flexibilidad del diafragma.** El análisis estructural deberá considerar las rigideces relativas de los diafragmas y los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas. A menos que un diafragma pueda idealizarse como flexible o rígido de acuerdo con las Secciones [12.3.1.1](#), [12.3.1.2](#) o [12.3.1.3](#), el análisis estructural debe incluir explícitamente la consideración de la rigidez del diafragma (es decir, la suposición de modelado semirrígido).

**12.3.1.1 Condición de diafragma flexible.** Los diafragmas construidos con plataformas de acero sin cubierta o paneles estructurales de madera pueden idealizarse como flexibles si existe alguna de las siguientes condiciones:

un. En estructuras donde los elementos verticales son pórticos arriostrados de acero; pórticos arriostrados compuestos de acero y hormigón; o muros de cortante compuestos de hormigón, mampostería, acero o acero y hormigón.

B. En viviendas unifamiliares y bifamiliares. C. En estructuras de construcción ligera donde todos los

Se cumplen las siguientes condiciones:

1. No se coloca una capa superior de hormigón o materiales similares sobre diafragmas de paneles estructurales de madera, excepto para una capa superior no estructural que no supere los 38 mm (1 1/2 pulg.) de espesor.

2. Cada línea de elementos verticales de la fuerza sísmica

El sistema de resistencia cumple con la deriva de piso permitida de la Tabla [12.12-1](#).

**12.3.1.2 Condición de diafragma rígido.** Se permite idealizar como rígidos los diafragmas de losas de hormigón o cubiertas de metal rellenas de hormigón con una relación entre la luz y el canto de 3 o menos en estructuras que no tienen irregularidades horizontales.

**12.3.1.3 Condición de diafragma flexible calculada.**

Los diafragmas que no cumplen con las condiciones de las Secciones [12.3.1.1](#) o [12.3.1.2](#) pueden idealizarse como flexibles siempre que:

$$\frac{\bar{y}_{MDD}}{\bar{y}_{ADVE}} > 2 \quad (12.3-1)$$

donde  $\bar{y}_{MDD}$  y  $\bar{y}_{ADVE}$  son como se muestra en la figura [12.3-1](#). La carga utilizada en este cálculo será la prescrita en la Sección [12.8](#).

**12.3.2 Clasificación Irregular y Regular.** Las estructuras se clasificarán como que tienen una irregularidad estructural con base en los criterios de esta sección. Dicha clasificación se basará en sus configuraciones estructurales.

**12.3.2.1 Irregularidad Horizontal.** Las estructuras que tengan uno o más de los tipos de irregularidades enumerados en la Tabla [12.3-1](#) deben designarse como que tienen una irregularidad estructural horizontal. Dichas estructuras asignadas a las Categorías de diseño sísmico enumeradas en la Tabla [12.3-1](#) deberán cumplir con los requisitos de las secciones a las que se hace referencia en esa tabla.

**12.3.2.2 Irregularidad Vertical.** Las estructuras que tengan uno o más de los tipos de irregularidades enumerados en la Tabla [12.3-2](#) deben designarse como que tienen una irregularidad estructural vertical. Dichas estructuras asignadas a las Categorías de diseño sísmico enumeradas en la Tabla [12.3-2](#) deberán cumplir con los requisitos de las secciones a las que se hace referencia en esa tabla.

FIGURA 12.3-1 Diafragma flexible

Tabla 12.3-2 Irregularidades Estructurales Verticales

Escribe	Descripción	Referencia Sección	Diseño Sísmico Categoría Solicitud
1a.	Irregularidad de piso rígido-blando: se define que existe irregularidad de piso rígido-blando cuando hay un piso en el que la rigidez lateral es inferior al 70 % de la del piso anterior o inferior al 80 % de la rigidez promedio de los tres pisos anteriores. .	Tabla 12.6-1	D, E y F
1b.	Rigidez-Irregularidad de piso extremadamente blando: Se define que existe rigidez-irregularidad de piso extremadamente blando cuando hay un piso en el que la rigidez lateral es inferior al 60 % de la del piso anterior o inferior al 70 % de la rigidez media de los tres pisos. historias de arriba.	12.3.3.1 Tabla 12.6-1	E y F D, E y F
2.	Irregularidad de Peso (Masa): Se define que existe irregularidad de peso (masa) cuando la masa efectiva de cualquier piso es más del 150% de la masa efectiva de un piso adyacente. No es necesario considerar un techo más ligero que el piso de abajo.	Tabla 12.6-1	D, E y F
3.	Irregularidad geométrica vertical: se define que existe una irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a la fuerza sísmica en cualquier piso es más del 130% de la de un piso adyacente.	Tabla 12.6-1	D, E y F
4.	Discontinuidad en el plano en la irregularidad del elemento resistente a la fuerza lateral vertical: Se define que existe una discontinuidad en el plano en la irregularidad del elemento resistente a la fuerza lateral vertical cuando hay un desplazamiento en el plano de un elemento resistente a la fuerza sísmica vertical que da como resultado demandas de vuelco en elementos estructurales de apoyo.	12.3.3.3 12.3.3.4 Tabla 12.6-1	B, C, D, E y F D, E y F D, E y F
5a.	Discontinuidad en resistencia lateral-irregularidad de piso débil: Se define que existe discontinuidad en resistencia lateral-irregularidad de piso débil cuando la resistencia lateral del piso es inferior al 80% de la del piso anterior. La resistencia lateral del piso es la resistencia lateral total de todos los elementos sismorresistentes que comparten el cortante del piso para la dirección bajo consideración.	12.3.3.1 Tabla 12.6-1	E y F D, E y F
5b.	Discontinuidad en la Fuerza Lateral – Irregularidad de Piso Extremamente Débil: Se define que existe discontinuidad en la fuerza lateral – irregularidad de piso extremadamente débil cuando la fuerza lateral del piso es menor al 65% de la del piso anterior. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos sismorresistentes que comparten el cortante del piso para la dirección bajo consideración.	12.3.3.1 12.3.3.2 Tabla 12.6-1	D, E y F B y C D, E y F

**EXCEPCIONES:**

1. Las irregularidades estructurales verticales de los Tipos 1a, 1b y 2 de la Tabla 12.3-2 no se aplican cuando la relación de deriva de piso bajo la fuerza sísmica lateral de diseño es mayor que el 130 % de la relación de deriva de piso del siguiente piso anterior. No es necesario considerar los efectos de torsión en el cálculo de las derivas de piso.  
No se requiere evaluar la relación entre piso y razón de deriva para los dos pisos superiores de la estructura.
2. No es necesario considerar las irregularidades estructurales verticales de los Tipos 1a, 1b y 2 en la Tabla 12.3-2 para edificios de un piso en cualquier Categoría de Diseño Sísmico o para edificios de dos pisos asignados a las Categorías de Diseño Sísmico B, C o D .

**12.3.3 Limitaciones y Requisitos Adicionales para Sistemas con Irregularidades Estructurales**

**12.3.3.1 Irregularidades horizontales y verticales prohibidas para las categorías de diseño sísmico D a F.** Estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico E o F que tienen irregularidad horizontal tipo 1b de la tabla 12.3-1 o irregularidades verticales tipo 1b, 5a o 5b de la tabla 12.3-2 no se permitirá. No se permitirán las estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico D que tengan irregularidad vertical Tipo 5b de la Tabla 12.3-2 .

**12.3.3.2 Pisos extremadamente débiles.** Las estructuras con una irregularidad vertical Tipo 5b, como se define en la Tabla 12.3-2, no deben tener más de dos pisos o 30 pies (9 m) de altura estructural, hn.

**EXCEPCIÓN:** El límite no se aplica cuando el piso “débil” es capaz de resistir una fuerza sísmica total igual a  $\tilde{\gamma}_0$  veces la fuerza de diseño prescrita en la Sección 12.8.

**12.3.3.3 Elementos que soportan muros o pórticos discontinuos.** Los elementos estructurales que soportan muros discontinuos o marcos de estructuras que tienen irregularidad horizontal Tipo 4 de la Tabla 12.3-1 o irregularidad vertical Tipo 4 de la Tabla 12.3-2 deben diseñarse para resistir los efectos de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3. Las conexiones de dichos muros o pórticos discontinuos a los miembros de soporte deben ser adecuadas para transmitir las fuerzas para las cuales se requirió diseñar los muros o pórticos discontinuos.

**12.3.3.4 Incremento de fuerzas causado por irregularidades para las categorías de diseño sísmico D a F.** Para estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F y que tienen una irregularidad estructural horizontal del tipo 1a, 1b, 2, 3 o 4 en la Tabla 12.3-1 o una irregularidad estructural vertical de Tipo 4 en la Tabla 12.3-2, las fuerzas de diseño determinadas de la Sección 12.10.1.1 deben incrementarse en un 25% para los siguientes elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas:

1. Conexiones de diafragmas a elementos verticales y a coleccionistas y
2. Colectores y sus conexiones, incluidas las conexiones a elementos verticales, del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

**EXCEPCIÓN:** No es necesario aumentar las fuerzas calculadas utilizando los efectos de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3 .

Tabla 12.3-3 Requisitos para cada piso que resiste más del 35 % del cortante base

Elemento resistente a la fuerza lateral	Requisito
Marcos arriostrados	La eliminación de una ristra individual, o la conexión a la misma, no daría como resultado una reducción de más del 33 % en la resistencia del piso, ni el sistema resultante tiene una irregularidad torsional extrema (irregularidad estructural horizontal Tipo 1b).
Marcos de momento	La pérdida de resistencia a momento en las conexiones viga-columna en ambos extremos de una sola viga no daría como resultado una reducción de más del 33 % en la resistencia del piso; el sistema resultante tampoco presenta una irregularidad torsional extrema (irregularidad estructural horizontal Tipo 1b).
Muros de corte o pilares de muro con una relación altura-longitud superior a 1,0	La eliminación de un muro de corte o un pilar de muro con una relación altura-longitud superior a 1,0 dentro de cualquier piso, o las conexiones del colector al mismo, no daría como resultado una reducción de más del 33 % en la resistencia del piso; el sistema resultante tampoco presenta una irregularidad torsional extrema (irregularidad estructural horizontal Tipo 1b). Las relaciones altura-longitud del muro de corte y del pilar del muro se determinan como se muestra en la figura 12.3-2.
Columnas en voladizo	La pérdida de resistencia de momento en las conexiones de la base de cualquier columna en voladizo individual no daría como resultado una reducción de más del 33 % en la resistencia del piso; el sistema resultante tampoco presenta una irregularidad torsional extrema (irregularidad estructural horizontal Tipo 1b).
Otro	Sin requisitos

Notas: hwall = altura del muro de corte; hwp = altura del pilar del muro; Lwall = longitud del muro de cortante; Lwp = longitud del pilar del muro. Relación entre la altura y la longitud del muro de corte:  $hwall/Lwall$ . Relación entre la altura y la longitud del pilar del muro:  $hwp/Lwp$ .

FIGURA 12.3-2 Determinación de la relación entre la altura y la longitud del muro de corte y del pilar del muro

12.3.4 Redundancia. Se debe asignar un factor de redundancia,  $\bar{y}$ , al sistema resistente a fuerzas sísmicas en cada una de las dos direcciones ortogonales para todas las estructuras de acuerdo con esta sección.

12.3.4.1 Condiciones donde el valor de  $\bar{y}$  es 1.0. Se permite que el valor de  $\bar{y}$  sea igual a 1.0 para lo siguiente:

1. Estructuras asignadas a Categoría de Diseño Sísmico B o C; 2. Cálculo de deriva y efectos P-delta; 3. Diseño de componentes no estructurales; 4. Diseño de estructuras no edificables que no son similares a edificios;
5. Diseño de elementos colectores, empalmes y sus conexiones para los cuales se utilicen los efectos de carga sísmica, incluyendo la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3; 6. Diseño de miembros o conexiones donde los efectos de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3, se requieren para el diseño;
7. Cargas de diafragma determinadas utilizando la ecuación. (12.10-1), incluidos los límites impuestos por las ecuaciones. (12.10-2) y (12.10-3); 8. Estructuras con sistemas de amortiguamiento diseñadas de acuerdo con el Capítulo 18; y 9. Diseño de muros estructurales para fuerzas fuera del plano, incluyendo su anclaje.

12.3.4.2 Factor de redundancia,  $\bar{y}$ , para las categorías de diseño sísmico D a F. Para las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico D y que tengan una irregularidad de torsión extrema como se define en la Tabla 12.3-1, Tipo 1b,  $\bar{y}$  será igual a 1.3. Para otras estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico D y para las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico E o F,  $\bar{y}$  será igual a 1.3 a menos que se cumpla una de las dos condiciones siguientes, por lo que se permite tomar  $\bar{y}$  como 1.0. No se permite una reducción en el valor de  $\bar{y}$  de 1.3 para estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico D que tienen una irregularidad torsional extrema (Tipo 1b). Las categorías de diseño sísmico E y F tampoco se especifican porque las irregularidades de torsión extremas están prohibidas (consulte la Sección 12.3.3.1).

un. Cada piso que resista más del 35% del cortante base en la dirección de interés deberá cumplir con la Tabla 12.3-3. B. Las estructuras son de planta regular en todos los niveles, siempre que los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas consten de al menos dos tramos de marcos perimetrales resistentes a fuerzas sísmicas a cada lado de la estructura en cada dirección orthogonal en cada piso que resistan más del 35 % de la base. cortar. El número de tramos para un muro de cortante se debe calcular como la longitud del muro de cortante dividida por la altura del piso o dos veces la longitud del muro de cortante dividida por la altura del piso,  $hsx$ , para la construcción de marco ligero.

#### 12.4 EFECTOS Y COMBINACIONES DE CARGA SÍSMICA

12.4.1 Aplicabilidad. Todos los miembros de la estructura, incluidos los que no forman parte del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas, deben diseñarse utilizando los efectos de carga sísmica de la Sección 12.4, a menos que esta norma los exima de otra manera. Los efectos de la carga sísmica son las fuerzas axiales, cortantes y de flexión de los miembros que resultan de la aplicación de fuerzas sísmicas horizontales y verticales, como se establece en la Sección 12.4.2. Cuando se requiera, los efectos de la carga sísmica incluirán la sobrerresistencia, como se establece en la Sección 12.4.3.

12.4.2 Efecto de carga sísmica. El efecto de la carga sísmica,  $E$ , se determinará de acuerdo con lo siguiente:

1. Para uso en la combinación de carga 6 en la Sección 2.3.6 o las combinaciones de carga 8 y 9 en la Sección 2.4.5,  $E$  se determinará de acuerdo con la ecuación. (12.4-1) como sigue:

$$E = Eh + Ev \quad (12.4-1)$$

2. Para uso en la combinación de carga 7 en la Sección 2.3.6 o la combinación de carga 10 en la Sección 2.4.5,  $E$  debe determinarse de acuerdo con la ecuación. (12.4-2) como sigue:

$$E = Eh \bar{y} Ev \quad (12.4-2)$$

donde

$E$  = efecto de la carga sísmica,  $Eh$  = efecto de las fuerzas sísmicas horizontales como se define en la Sección 12.4.2.1, y  $Ev$  = efecto sísmico vertical aplicado en la dirección vertical hacia abajo como se determina en la Sección 12.4.2.2. Ev estará sujeta a inversión hacia la dirección ascendente de acuerdo con las combinaciones de carga aplicables.

12.4.2.1 Efecto de carga sísmica horizontal. El efecto de la carga sísmica horizontal,  $Eh$ , se determinará de acuerdo con la ecuación. (12.4-3) como sigue:

$$Eh = \bar{\gamma}QE \quad (12.4-3)$$

donde

$QE$  = efectos de las fuerzas sísmicas horizontales de  $V$  o  $F_p$  (donde lo exija la Sección 12.5.3 o 12.5.4, tales efectos serán el resultado de la aplicación de fuerzas horizontales simultáneamente en dos direcciones en ángulo recto entre sí) y  
 $\bar{\gamma}$  = factor de redundancia, como se define en la Sección 12.3.4.

12.4.2.2 Efecto de carga sísmica vertical. El efecto de la carga sísmica vertical,  $Ev$ , se determinará de acuerdo con la ecuación. (12.4-4a) como sigue:

$$Ev = 0.2 SDS \quad (12.4-4a)$$

donde

$SDS$  = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en períodos cortos obtenido de la Sección 11.4.5, y  
 $D$  = efecto de la carga muerta.

#### EXCEPCIONES:

1. Cuando se requiera la opción de incorporar los efectos de los movimientos sísmicos verticales del suelo utilizando las disposiciones de la Sección 11.9 en otra parte de esta norma, el efecto de la carga sísmica vertical,  $Ev$ , se determinará de acuerdo con la ecuación. (12.4-4b) de la siguiente manera:

$$Ev = 0.3 SavD \quad (12.4-4b)$$

donde

$Sav$  = aceleración espectral de respuesta vertical de diseño obtenida de la Sección 11.9.3, y  $D$  = efecto de la carga muerta.

2. Se permite que el efecto de carga sísmica vertical,  $Ev$ , se tome como cero para cualquiera de las siguientes condiciones: a. En Ecs. (12.4-1), (12.4-2), (12.4-5) y (12.4-6) para estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico B. b. En la ecuación. (12.4-2) donde se determinan las demandas en la interfaz suelo-estructura de las cimentaciones.

12.4.3 Efectos de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia. Cuando se requiera, los efectos de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia, se determinarán de acuerdo con lo siguiente:

1. Para uso en la combinación de carga 6 en la Sección 2.3.6 o las combinaciones de carga 8 y 9 en la Sección 2.4.5,  $E$  debe tomarse como igual a  $Em$  según se determina de acuerdo con la Eq. (12.4-5) como sigue:

$$Em = Emh + Ev \quad (12.4-5)$$

2. Para uso en la combinación de carga 7 en la Sección 2.3.6 o la

combinación de carga 10 en la Sección 2.4.5,  $E$  debe tomarse como igual a  $Em$  según lo determinado de acuerdo con la Eq. (12.4-6) como sigue:

$$Em = Emh \ddot{\gamma} Ev \quad (12.4-6)$$

donde

$Em$  = efecto de la carga sísmica incluida la sobrerresistencia;  $Emh$  = efecto de las fuerzas sísmicas horizontales, incluida la sobrerresistencia, tal como se define en la Sección 12.4.3.1 o la Sección 12.4.3.2; y  $Ev$  = efecto de carga sísmica vertical como se define en la Sección 12.4.2.2.  $Ev$  es una carga aplicada en la dirección vertical hacia abajo.  $Ev$  estará sujeto a la inversión hacia la dirección ascendente según las combinaciones de carga asociadas.

12.4.3.1 Efecto de carga sísmica horizontal, incluida la sobrerresistencia. El efecto de las fuerzas sísmicas horizontales, incluida la sobrerresistencia,  $Emh$ , se determinará de acuerdo con la ecuación. (12.4-7) como sigue:

$$Emh = \bar{\gamma}0QE \quad (12.4-7)$$

donde

$QE$  = efectos de las fuerzas sísmicas horizontales de  $V$ ,  $F_{px}$  o  $F_p$  como se especifica en las Secciones 12.8.1, 12.10 o 13.3.1 (cuando lo exija la Sección 12.5.3 o 12.5.4, tales efectos serán el resultado de la aplicación de fuerzas sísmicas horizontales). fuerzas simultáneamente en dos direcciones en ángulo recto entre sí); y  $\bar{\gamma}0$  = factor de sobrerresistencia.

No es necesario tomar  $Emh$  como mayor que  $Ecl$  donde  $Ecl$  = el efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada como se define en la Sección 11.3.

12.4.3.2 Efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada. Cuando el diseño de capacidad limitada sea requerido por el documento de referencia del material, el efecto de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia, se debe calcular con el efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada,  $Ecl$ , sustituido por  $Emh$  en las combinaciones de carga de la Sección 2.3.6 y la Sección 2.4.5.

12.4.4 Fuerza ascendente mínima para voladizos horizontales para las categorías de diseño sísmico D a F. En las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F, los elementos estructurales en voladizo horizontal deben diseñarse para una fuerza ascendente neta mínima de 0,2 veces la carga muerta además de las combinaciones de carga aplicables de la Sección 12.4.

## 12.5 SENTIDO DE CARGA

12.5.1 Criterios de dirección de carga. Las direcciones de aplicación de las fuerzas sísmicas utilizadas en el diseño serán aquellas que produzcan los efectos de carga más críticos. Se permite cumplir con este requisito utilizando los procedimientos de la Sección 12.5.2 para la Categoría de diseño sísmico B, la Sección 12.5.3 para la Categoría de diseño sísmico C y la Sección 12.5.4 para las Categorías de diseño sísmico D, E y F.

12.5.2 Categoría de diseño sísmico B. Para las estructuras asignadas a la Categoría de diseño sísmico B, se permite que las fuerzas sísmicas de diseño se apliquen de forma independiente en cada una de las dos direcciones ortogonales, y se permite despreciar los efectos de interacción orthogonal.

12.5.3 Categoría de diseño sísmico C. La carga aplicada a las estructuras asignadas a la Categoría de diseño sísmico C deberá, como mínimo, cumplir con los requisitos de la Sección 12.5.2 para la Categoría de diseño sísmico B y los requisitos de esta sección.

#### 12.5.3.1 Estructuras con Sistema de Irregularidades No Paralelas.

Las estructuras que tienen una irregularidad estructural horizontal de Tipo 5 en la Tabla 12.3-1 deben usar uno de los siguientes procedimientos:

- un. Procedimiento de combinación ortogonal. La estructura debe analizarse utilizando el procedimiento de análisis de fuerza lateral equivalente de la Sección 12.8, el procedimiento de análisis de espectro de respuesta modal (MRSA) de la Sección 12.9.1 o el procedimiento de historial de respuesta lineal de la Sección 12.9.2, según lo permitido en la Sección 12.6, con la carga se aplica independientemente en cualquiera de las dos direcciones ortogonales. El requisito de la Sección 12.5.1 se considera satisfecho si los miembros y sus cimientos están diseñados para el 100 % de las fuerzas en una dirección más el 30 % de las fuerzas en la dirección perpendicular. Se utilizará la combinación que requiera la máxima resistencia de los componentes.

- B. Aplicación Simultánea del Movimiento Ortogonal del Suelo. La estructura debe analizarse utilizando el procedimiento de historial de respuesta lineal de la Sección 12.9.2 o el procedimiento de historial de respuesta no lineal del Capítulo 16, según lo permitido por la Sección 12.6, con pares ortogonales de historiales de aceleración del movimiento del suelo aplicados simultáneamente.

12.5.4 Categorías de diseño sísmico D a F. Las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F deben, como mínimo, cumplir con los requisitos de la Sección 12.5.3. Además, cualquier columna o muro que forme parte de dos o más sistemas resistentes a fuerzas sísmicas que se intersecan y que esté sujeto a carga axial debido a fuerzas sísmicas que actúen a lo largo de cualquiera de los ejes del plano principal que igualen o excedan el 20% de la resistencia axial de diseño de la columna o El muro debe estar diseñado para el efecto de carga más crítico debido a la aplicación de fuerzas sísmicas en cualquier dirección. Se permite el uso de cualquiera de los procedimientos de la Sección 12.5.3.a o 12.5.3.b para satisfacer este requisito. Excepto lo requerido por la Sección 12.7.3, los análisis 2D están permitidos para estructuras con diafragmas flexibles.

## 12.6 SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

El análisis estructural requerido por el Capítulo 12 deberá consistir en uno de los tipos permitidos en la Tabla 12.6-1, con base en la Categoría de Diseño Sísmico de la estructura, el sistema estructural, las propiedades dinámicas y la regularidad, o con la aprobación de la autoridad competente, una alternativa se permite el uso del procedimiento generalmente aceptado. El procedimiento de análisis seleccionado deberá completarse de acuerdo con los requisitos de la sección correspondiente a la que se hace referencia en la Tabla 12.6-1.

## 12.7 CRITERIOS DE MODELADO

12.7.1 Modelado de cimientos. Para efectos de determinar las cargas sísmicas, se permite considerar que la estructura se encuentra fija en la base. Alternativamente, cuando se considere la flexibilidad de la cimentación, deberá estar de acuerdo con la Sección 12.13.3 o el Capítulo 19.

12.7.2 Peso sísmico efectivo. El peso sísmico efectivo, W, de una estructura debe incluir la carga muerta, según se define en la Sección 3.1, sobre la base y otras cargas sobre la base que se enumeran a continuación:

1. En las zonas destinadas a almacenamiento se incluirá como mínimo el 25 % de la carga viva del suelo.  
EXCEPCIONES: A.  
Cuando la inclusión de cargas de almacenamiento no agregue más del 5% al peso sísmico efectivo en ese nivel, no es necesario incluirlo en el peso sísmico efectivo. B. No es necesario incluir la carga viva del piso en garajes públicos y estructuras de estacionamiento abiertas.
2. Cuando la Sección 4.3.2 requiera la provisión de particiones en el diseño de carga del piso, el peso real de la partición o un peso mínimo de 10 psf (0,48 kN/m<sup>2</sup>) del área del piso, el que sea mayor.
3. Peso operativo total del equipo permanente.
4. Cuando la carga de nieve del techo plano, Pf , supere las 30 libras por pie cuadrado (1,44 kN/m<sup>2</sup>), el 20 % de la carga de nieve del diseño uniforme, independientemente de la pendiente real del techo.
5. Peso del paisajismo y otros materiales en techos ajardinados y áreas similares.

Tabla 12.6-1 Procedimientos analíticos permitidos

Sísmico Diseño Categoría	Características estructurales	Procedimiento de fuerza lateral equivalente, Sección 12.8a	Análisis de espectro de respuesta modal, Sección 12.9.1, o Análisis de historial de respuesta lineal, Sección 12.9.2a	Respuesta no lineal Procedimientos de Historia, Capítulo 16a
D, E, F <small>ANTES DE CRETO</small>	Todas las estructuras Edificios de categoría de riesgo I o II que no superen los dos pisos por encima de la base Estructuras de estructura ligera Estructuras sin irregularidades estructurales y que no superen los 160 pies (48,8 m) de altura estructural Estructuras que superen los 160 pies (48,8 m) de altura estructural con sin irregularidades estructurales y con T < 3.5Ts Estructuras que no excedan los 160 pies (48,8 m) de altura estructural y que tengan solo irregularidades horizontales de Tipo 2, 3, 4 o 5 en la Tabla 12.3-1 o irregularidades verticales de Tipo 4, 5a, o 5b en la Tabla 12.3-2	PASS PPA	PASS PPA	PASS PPA

Todas las demás estructuras

<sup>a</sup>P: Permitido; NP: No permitido; Ts =SD1ySDS.

12.7.3 Modelado Estructural. Se debe construir un modelo matemático de la estructura con el propósito de determinar las fuerzas de los miembros y los desplazamientos de la estructura resultantes de las cargas aplicadas y cualquier desplazamiento impuesto o efectos P-delta. El modelo deberá incluir la rigidez y la resistencia de los elementos que son significativos para la distribución de fuerzas y deformaciones en la estructura y representar la distribución espacial de la masa y la rigidez en toda la estructura.

Además, el modelo deberá cumplir con lo siguiente:

- un. Las propiedades de rigidez de los elementos de concreto y mampostería deben Considerar los efectos de las secciones agrietadas.
- B. Para los sistemas de pórticos de acero resistentes al momento, se debe incluir la contribución de las deformaciones de la zona del panel a la deriva general del piso.

Las estructuras que tienen irregularidad estructural horizontal Tipo 1a, 1b, 4 o 5 de la Tabla 12.3-1 deben analizarse utilizando una representación 3D.

Cuando se utilice un modelo 3D, en cada nivel de la estructura se incluirá un mínimo de tres grados de libertad consistentes en traslación en dos direcciones ortogonales del plano y rotación alrededor del eje vertical.

Cuando los diafragmas no hayan sido clasificados como rígidos o flexibles de acuerdo con la Sección 12.3.1, el modelo debe incluir la representación de las características de rigidez del diafragma y, cuando se realiza un análisis dinámico, los grados de libertad suficientes que se requieren para tener en cuenta la participación de los diafragmas. el diafragma en la respuesta dinámica de la estructura. Cuando se realiza un análisis de espectro de respuesta modal o histórico de respuesta, se debe usar un mínimo de tres grados de libertad dinámicos que consisten en traslación en dos direcciones ortogonales del plano y rotación torsional sobre el eje vertical en cada nivel de la estructura.

**EXCEPCIÓN:** No se requiere un análisis usando una representación 3D para estructuras con diafragmas flexibles que tienen irregularidades estructurales horizontales Tipo 4.

12.7.4 Efectos de interacción. Los pórticos resistentes a momentos que están encerrados o unidos por elementos que son más rígidos y que no se consideran parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas deben diseñarse de manera que la acción o falla de esos elementos no perjudique la carga vertical y la fuerza sísmica que resiste. capacidad del marco. El diseño debe contemplar el efecto de estos elementos rígidos en el sistema estructural en las deformaciones estructurales correspondientes a la deriva del piso de diseño ( $\ddot{\gamma}$ ) como se determina en la Sección 12.8.6. Además, los efectos de estos elementos se considerarán al determinar si una estructura tiene una o más de las irregularidades definidas en la Sección 12.3.2.

## 12.8 FUERZA LATERAL EQUIVALENTE (ELF) PROCEDIMIENTO

12.8.1 Cortante base sísmico. El cortante base sísmico,  $V$ , en una dirección dada se determinará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V = CSW \quad (12.8-1)$$

donde

$CS$  = el coeficiente de respuesta sísmica determinado de acuerdo con la Sección 12.8.1.1, y

$W$  = el peso sísmico efectivo según la Sección 12.7.2.

12.8.1.1 Cálculo del Coeficiente de Respuesta Sísmica. El coeficiente de respuesta sísmica,  $CS$ , se determinará de acuerdo con la ecuación. (12.8-2).

$$CS = \frac{SDS}{R} \quad (12.8-2)$$

donde

$SDS$  = el parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en el rango de período corto según lo determinado en la Sección 11.4.5 o 11.4.8;

$R$  = el factor de modificación de la respuesta en la Tabla 12.2-1; e le  
= el Factor de Importancia determinado de acuerdo con la Sección 11.5.1.

El valor de  $CS$  calculado de acuerdo con la ecuación. (12.8-2)  
no necesita exceder lo siguiente:

para  $T \leq TL$

$$CS = \frac{SD1}{R} \quad (12.8-3)$$

para  $T > TL$

$$CS = \frac{SD1TL}{R} \quad (12.8-4)$$

$CS$  no será inferior a

$$CS = 0.044 SDS Ie \leq 0.01 \quad (12.8-5)$$

Además, para estructuras ubicadas donde  $S1$  es igual o superior a 0,6 g,  $CS$  no debe ser inferior a

$$CS = 0.5 S1 \leq R \leq Ie \quad (12.8-6)$$

donde  $Ie$  y  $R$  son como se definen en esta sección, y

$SD1$  = el parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en un período de 1,0 s, según lo determinado en la Sección 11.4.5 o 11.4.6;

$T$  = el período fundamental de la(s) estructura(s) determinado en la Sección 12.8.2;  $TL$  = período(s) de transición de largo plazo determinados en la Sección 11.4.6; y  $S1$  = el parámetro de aceleración de respuesta espectral del terremoto considerado máximo mapeado determinado de acuerdo con la Sección 11.4.2 o 11.4.4.

12.8.1.2 Reducción de la interacción suelo-estructura. un suelo—se permite la reducción de la interacción con la estructura cuando se determina usando el Capítulo 19 u otros procedimientos generalmente aceptados aprobados por la autoridad competente.

12.8.1.3 Valor máximo de  $SDS$  en la determinación de  $CS$  y  $Ev$ . Se permite calcular los valores de  $CS$  y  $Ev$  utilizando un valor de  $SDS$  igual a 1,0, pero no inferior al 70% de  $SDS$ , como se define en la Sección 11.4.5, siempre que se cumplan todos los criterios siguientes:

1. La estructura no tiene irregularidades, como se define en la Sección 12.3.2;
2. La estructura no supera los cinco pisos por encima de la inferior.  
de la base o plano de pendiente como se define en la Sección 11.2.  
Cuando esté presente, cada nivel de entresuelo se considerará un piso a los efectos de este límite;

3. La estructura tiene un período fundamental, T, que no excede 0,5 s, según se determina utilizando la Sección 12.8.2; 4. La estructura cumple con los requisitos necesarios para que se permita tomar el factor de redundancia,  $\gamma$ , como 1,0, de acuerdo con la Sección 12.3.4.2;

5. Las propiedades del suelo del sitio no están clasificadas como Sitio Clase E o F, como se define en la Sección 11.4.3; y 6. La estructura esté clasificada en Categoría de Riesgo I o II, según se define en la Sección 1.5.1.

**12.8.2 Determinación del Período.** El período fundamental de la estructura, T, en la dirección considerada se establecerá utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes en un análisis debidamente fundamentado. El período fundamental, T, no deberá exceder el producto del coeficiente para el límite superior del período calculado ( $C_u$ ) de la Tabla 12.8-1 y el período fundamental aproximado,  $T_a$ , determinado de acuerdo con la Sección 12.8.2.1. Como alternativa a realizar un análisis para determinar el período fundamental, T, se permite utilizar directamente el período de construcción aproximado,  $T_a$ , calculado de acuerdo con la Sección 12.8.2.1.

**12.8.2.1 Período Fundamental Aproximado.** El período fundamental aproximado ( $T_a$ ), en segundos, se determinará a partir de la siguiente ecuación:

$$T_a = C_{th} n \quad (12.8-7)$$

donde  $h_n$  es la altura estructural como se define en la Sección 11.2 y los coeficientes  $C_t$  y  $x$  se determinan a partir de la Tabla 12.8-2.

Alternativamente, se permite determinar el período fundamental aproximado ( $T_a$ ), en segundos, a partir de la siguiente ecuación

Tabla 12.8-1 Coeficiente para el límite superior del período calculado

Parámetro a 1 s, SD 1	Coeficiente $C_u$
0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
0,1	1,7

Tabla 12.8-2 Valores de los parámetros de período aproximados  $C_t$  y  $x$

Tipo de estructura	—	X
<b>Sistemas de pórticos resistentes a momentos en los que los pórticos resisten el 100 % de la fuerza sísmica requerida y no están encerrados ni unidos por componentes que son más rígidos y evitarán que los pórticos se desvien cuando estén sujetos a fuerzas sísmicas:</b>		
Marcos de acero resistentes a momento	0,028 (0,0724)a	0,8
Pórticos de hormigón resistentes a momento	0,016 (0,0466)a 0,03	0,9
Marcos de acero arriostrados excéntricamente en de acuerdo con la Tabla 12.2-1 líneas B1 o D1	(0,0731)a	0,75
Marcos arriostrados con restricción de pandeo de acero	0,03 (0,0731)a	0,75
Todos los demás sistemas estructurales.	0,02 (0,0488)a	0,75

<sup>a</sup> Los equivalentes métricos se muestran entre paréntesis.

para estructuras que no excedan los 12 pisos por encima de la base como se define en la Sección 11.2 donde el sistema de resistencia a la fuerza sísmica consiste completamente en marcos resistentes a momento de hormigón o acero y la altura promedio del piso es de al menos 10 pies (3 m):

$$T_a = 0,1 N \quad (12.8-8)$$

donde  $N$  = número de pisos por encima de la base.

Se permite determinar el período fundamental aproximado,  $T_a$ , en segundos, para estructuras de muros de corte de mampostería o concreto que no superen los 120 pies (36,6 m) de altura a partir de la Ec. (12.8-9) como sigue:

$$T_a = \frac{C_q}{C_w} \frac{h_n}{n} \quad (12.8-9)$$

donde

$C_q = 0,0019$  pies (0,00058 m)

$C_w$  se calcula a partir de la ecuación. (12.8-10) como sigue:

$$C_w = \frac{100}{AB} \frac{A_i}{1 + 0,83} \frac{h_n^2}{d_i} \quad (12.8-10)$$

donde

$AB$  = área de la base de la estructura [ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)];  $A_i$

= área del alma del muro de cortante i [ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)];

$d_i$  = longitud del muro de corte i [pies (m)];  $y$  =  $x$  = número de muros de corte en el edificio efectivos para resistir fuerzas laterales en la dirección bajo consideración.

**12.8.3 Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas.** La fuerza sísmica lateral ( $F_x$ ) (kip o kN) inducida en cualquier nivel se determinará a partir de las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} V \quad (12.8-11)$$

y

$$C_{vx} = \frac{wxh_k}{X_n w_i h_k} \quad (12.8-12)$$

donde

$C_{vx}$  = factor de distribución vertical;

$V$  = esfuerzo lateral total de diseño o cortante en la base de la estructura [kip (kN)];  $w_i$  y  $wx$  = porción del peso sísmico efectivo total de la estructura ( $W$ ) ubicada o asignada al nivel i o  $x$ ;  $h_i$  y  $h_x$  = altura [pies (m)] desde la base hasta el nivel i o  $x$ ;  $y$

$k$  = un exponente relacionado con el período de la estructura de la siguiente manera:

- para estructuras que tienen un período de 0,5 s o menos,  $k = 1$ ;
- para estructuras que tienen un período de 2,5 s o más,  $k = 2$ ; y
  - para estructuras que tengan un período entre 0,5 y 2,5 s,  $k$  será 2 o se determinará por interpolación lineal entre 1 y 2.

**12.8.4 Distribución Horizontal de Fuerzas.** El cortante de piso de diseño sísmico en cualquier piso ( $V_x$ ) [kip (kN)] se determinará a partir de la siguiente ecuación:

$$V_x = X_n \frac{f_i}{y_{o=1}} \quad (12.8-13)$$

donde  $F_i$  = la porción del cortante base sísmico ( $V$ ) [kip (kN)] inducida en el nivel  $i$ .

El cortante del piso de diseño sísmico ( $V_x$ ) [kip (kN)] se distribuirá a los diversos elementos verticales del diseño sísmico .

sistema resistente a la fuerza en el piso bajo consideración basado en la rigidez lateral relativa de los elementos de resistencia verticales y el diafragma.

**12.8.4.1 Torsión inherente.** Para diafragmas que no sean flexibles, la distribución de fuerzas laterales en cada nivel deberá considerar el efecto del momento de torsión inherente,  $M_t$ , resultante de la excentricidad entre las ubicaciones del centro de masa y el centro de rigidez. Para diafragmas flexibles, la distribución de fuerzas a los elementos verticales deberá tener en cuenta la posición y distribución de las masas soportadas.

**12.8.4.2 Torsión Accidental.** Cuando los diafragmas no sean flexibles, el diseño debe incluir el momento de torsión inherente ( $M_t$ ) resultante de la ubicación de las masas de la estructura más los momentos de torsión accidentales ( $M_{ta}$ ) causados por el supuesto desplazamiento del centro de masa en cada dirección desde su ubicación real por un distancia igual al 5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

Cuando las fuerzas sísmicas se aplican concurrentemente en dos direcciones ortogonales, no es necesario aplicar el 5% de desplazamiento requerido del centro de masa en ambas direcciones ortogonales al mismo tiempo, sino que debe aplicarse en la dirección que produzca el mayor efecto.

La torsión accidental se debe aplicar a todas las estructuras para determinar si existe una irregularidad horizontal como se especifica en la Tabla 12.3-1. No es necesario incluir los momentos de torsión accidentales ( $M_{ta}$ ) al determinar las fuerzas sísmicas  $E$  en el diseño de la estructura y en la determinación de la deriva del piso de diseño en las Secciones 12.8.6, 12.9.1.2 o el Capítulo 16, o los límites de la Sección 12.12.1, excepto para las siguientes estructuras:

1. Estructuras asignadas a Categoría Sísmica B con Tipo 1b irregularidad estructural horizontal.
2. Estructuras asignadas a Categoría Sísmica C, D, E y F con irregularidad estructural horizontal Tipo 1a o Tipo 1b.

#### 12.8.4.3 Amplificación del momento de torsión accidental.

Las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico C, D, E o F, donde existe una irregularidad torsional de tipo 1a o 1b, según se define en la Tabla 12.3-1 , deberán tener los efectos contabilizados al multiplicar  $M_{ta}$  en cada nivel por un factor de amplificación torsional ( $A_x$ ) como se ilustra en la figura 12.8-1 y se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$hacha = \frac{y_{max}}{y_{avg} + 1.2y_{promedio2}} \quad (12.8-14)$$

donde

$y_{max}$  = desplazamiento máximo en el nivel  $x$  calculado asumiendo

$$Ax = 1 \text{ [pulg. (mm)]}, \text{ y}$$

$y_{avg}$  = promedio de los desplazamientos en los puntos extremos de la estructura en el nivel  $x$  calculado asumiendo  $Ax = 1$  [in. (mm)].

El factor de amplificación torsional ( $A_x$ ) no debe ser inferior a 1 y no se requiere que exceda 3,0. La carga más severa para cada elemento debe ser considerada para el diseño.

**12.8.5 Vuelco.** La estructura deberá diseñarse para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas determinadas en la Sección 12.8.3.

FIGURA 12.8-1 Factor de amplificación torsional,  $A_x$

Nota:  $\ddot{y}_i$  = deriva de la historia;  $\ddot{y}_i/\ddot{y}_i L_i$  = relación de deriva de piso;  $\ddot{y}_x$  = desplazamiento total;  $i$  = nivel bajo consideración.

Nivel de historia 1:  $F_1$  = fuerza sísmica de diseño de nivel de resistencia;  $\ddot{y}_1$  = desplazamiento elástico calculado bajo fuerzas sísmicas de diseño de nivel de resistencia;  $\ddot{y}_1 = C_d \ddot{y}_1 e \ddot{y}_1 E$  =desplazamiento amplificado;  $\ddot{y}_1 = \ddot{y}_1 \ddot{y}_1 \ddot{y}_1$  (Tabla 12.12-1). Nivel de historia 2:  $F_2$  = fuerza sísmica de diseño de nivel de resistencia;  $\ddot{y}_2$  = desplazamiento elástico calculado bajo fuerzas sísmicas de diseño de nivel de resistencia;  $\ddot{y}_2 = C_d \ddot{y}_2 e \ddot{y}_2 E$  =desplazamiento amplificado;  $\ddot{y}_2 = C_d \ddot{y}_2 \ddot{y}_2 \ddot{y}_2$  (Tabla 12.12-1).

FIGURA 12.8-2 Determinación de deriva de piso

**12.8.6 Determinación de la deriva de la historia.** La deriva del piso de diseño ( $\ddot{y}$ ) debe calcularse como la diferencia de las deflexiones en los centros de masa en la parte superior e inferior del piso bajo consideración (Fig. 12.8-2). Cuando los centros de masa no se alinean verticalmente, se permite calcular la deflexión en la parte inferior del piso con base en la proyección vertical del centro de masa en la parte superior del piso. Cuando se utilice el diseño de tensión admisible,  $\ddot{y}$  se calculará utilizando las fuerzas sísmicas del nivel de resistencia especificadas en la Sección 12.8 sin reducción para el diseño de tensión admisible.

Para estructuras asignadas a Categoría de diseño sísmico C, D, E o F que tienen irregularidad horizontal Tipo 1a o 1b de la Tabla 12.3-1, la deriva del piso de diseño,  $\ddot{y}$ , se debe calcular como la diferencia más grande de las deflexiones de los puntos alineados verticalmente en la parte superior e inferior del piso bajo consideración a lo largo de cualquiera de los bordes de la estructura.

La deflexión en el nivel  $x$  ( $\ddot{y}_x$ ) (pulg. o mm) utilizada para calcular la deriva del piso de diseño,  $\ddot{y}$ , debe determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\ddot{y}_x = \frac{Cd\ddot{y}_e}{Vx} \quad (12.8-15)$$

donde

$Cd$  = factor de amplificación de deflexión en la Tabla 12.2-1;

$\ddot{y}_e$  = flecha en el lugar requerido por esta sección determinada por un análisis elástico; e le = Factor de Importancia determinado de acuerdo con la Sección 11.5.1.

12.8.6.1 Cortante base mínimo para calcular la deriva. El análisis elástico del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas para calcular la deriva se debe realizar utilizando las fuerzas sísmicas de diseño prescritas en la Sección 12.8.

**EXCEPCIÓN:** Ec. (12.8-5) no necesita ser considerado para calcular la deriva.

12.8.6.2 Período para Cálculo de Deriva. Para determinar el cumplimiento de los límites de deriva de piso de la Sección 12.12.1, se permite determinar las derivas elásticas ( $\ddot{y}_e$ ) utilizando fuerzas sísmicas de diseño basadas en el periodo fundamental calculado de la estructura sin el límite superior (CuTa) especificado en la Sección 12.8. 2.

12.8.7 Efectos P-Delta. No es necesario considerar los efectos P-delta en los cortantes y momentos del piso, las fuerzas y los momentos resultantes en los miembros y las derivas del piso inducidas por estos efectos cuando el coeficiente de estabilidad ( $\ddot{y}$ ), determinado por la siguiente ecuación, es igual o menor que 0.10:

$$\ddot{y} = \frac{Px\ddot{y}_e}{VxhsxCd} \quad (12.8-16)$$

donde

$Px$  = carga de diseño vertical total en y por encima del nivel  $x$  [kip (kN)]; donde calculando  $Px$ , ningún factor de carga individual necesita exceder 1.0;

$\ddot{y}$  = deriva del piso de diseño como se define en la Sección 12.8.6 que ocurre simultáneamente con  $Vx$  [in. (mm)]; le = Factor de Importancia determinado de acuerdo con la Sección 11.5.1;

$Vx$  = esfuerzo cortante sísmico que actúa entre los niveles  $x$  y  $x + 1$  [kip (kN)];

$hsx$  = altura del piso por debajo del nivel  $x$  [pulg. (mm)]; y

$Cd$  = factor de amplificación de deflexión en la Tabla 12.2-1.

El coeficiente de estabilidad ( $\ddot{y}$ ) no deberá exceder de  $\ddot{y}_{max}$ , determinado como sigue:

$$\ddot{y}_{max} = \ddot{y} \cdot 0,25 \cdot Cd \quad (12.8-17)$$

donde  $\ddot{y}$  es la relación entre la demanda de cortante y la capacidad de cortante para el piso entre los niveles  $x$  y  $x + 1$ . Esta relación se puede tomar de forma conservadora como 1,0.

Cuando el coeficiente de estabilidad ( $\ddot{y}$ ) sea superior a 0,10 pero inferior o igual a  $\ddot{y}_{max}$ , el factor incremental relacionado con los efectos P-delta sobre los desplazamientos y las fuerzas de los miembros se determinará mediante un análisis racional. Alternativamente, se permite multiplicar los desplazamientos y las fuerzas de los miembros por  $1.0\ddot{y}/\ddot{y}_{max}$ .

Cuando  $\ddot{y}$  es mayor que  $\ddot{y}_{max}$ , la estructura es potencialmente inestable y debe rediseñarse.

Cuando el efecto P-delta se incluye en un análisis automatizado, la ecuación. (12.8-17) todavía se cumplirá; sin embargo, el valor de  $\ddot{y}$  calculado a partir de la ecuación. (12.8-16) usando los resultados del análisis P-delta se permite dividir por  $(1 + \ddot{y})$  antes de verificar la Eq. (12.8-17).

## 12.9 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL

### 12.9.1 Análisis de espectro de respuesta modal

12.9.1.1 Número de Modos. Se llevará a cabo un análisis para determinar los modos naturales de vibración de la estructura. El análisis incluirá un número suficiente de modos para obtener una participación de masa modal combinada del 100% de la masa de la estructura. Para este propósito, se permitirá representar todos los modos con períodos menores a 0.05 s en un solo modo de cuerpo rígido que tenga un período de 0.05 s.

**EXCEPCIÓN:** Alternativamente, se permitirá que el análisis incluya un número mínimo de modos para obtener una combinación participación de la masa modal de al menos el 90% de la masa real en cada dirección de respuesta horizontal ortogonal considerada en el modelo.

12.9.1.2 Parámetros de Respuesta Modal. El valor de cada parámetro de diseño relacionado con la fuerza de interés, incluidas las derivas de piso, las fuerzas de apoyo y las fuerzas de miembros individuales para cada modo de respuesta, se debe calcular utilizando las propiedades de cada modo y los espectros de respuesta definidos en la Sección 11.4.6 o 21.2 dividido por la cantidad Ryle. El valor de las cantidades de desplazamiento y deriva se multiplicará por la cantidad  $Cd\ddot{y}_e$ .

12.9.1.3 Parámetros de respuesta combinados. El valor de cada parámetro de interés calculado para los distintos modos se combinará utilizando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), el método de combinación cuadrática completa (CQC), el método de combinación cuadrática completa modificado por ASCE 4 (CQC-4), o un enfoque equivalente aprobado. Se utilizará el método CQC o CQC-4 para cada uno de los valores modales en los que los modos poco espaciados tengan una correlación cruzada significativa de la respuesta de traslación y torsión.

12.9.1.4 Valores de diseño de escala de respuesta combinada. Se debe calcular un cortante base ( $V$ ) en cada una de las dos direcciones horizontales ortogonales usando el periodo fundamental calculado de la estructura  $T$  en cada dirección y los procedimientos de la Sección 12.8.

12.9.1.4.1 Escalamiento de Fuerzas. Cuando el periodo fundamental calculado excede de CuTa en una dirección determinada, se utilizará CuTa en lugar de  $T$  en esa dirección. Cuando la respuesta combinada para el cortante base modal ( $Vt$ ) es menor que el 100% del cortante base calculado ( $V$ ) usando el procedimiento de fuerza lateral equivalente, las fuerzas se deben multiplicar por  $V/Vt$  donde

$V$  = el cortante base del procedimiento de fuerza lateral equivalente, calculado de acuerdo con esta sección y la Sección 12.8, y

$Vt$  = el cortante base de la combinación modal requerida.

12.9.1.4.2 Escalamiento de Derivas. Donde la respuesta combinada para el cortante base modal ( $Vt$ ) es menor que  $CsW$ , y donde  $Cs$  es

determinado de acuerdo con la Ec. (12.8-6), las derivas se multiplicarán por  $CsW\bar{y}Vt$ .

12.9.1.5 Distribución de cortante horizontal. La distribución del cortante horizontal debe estar de acuerdo con la Sección 12.8.4, excepto que no se requiere la amplificación de torsión de acuerdo con la Sección 12.8.4.3 cuando se incluyen efectos de torsión accidental en el modelo de análisis dinámico.

12.9.1.6 Efectos P-Delta. Los efectos P-delta se determinarán de acuerdo con la Sección 12.8.7. El cortante base utilizado para determinar los cortantes de piso y las derivas de piso deben determinarse de acuerdo con la Sección 12.8.6.

12.9.1.7 Reducción de la interacción suelo-estructura. Se permite una reducción de la interacción suelo-estructura cuando se determina usando el Capítulo 19 u otros procedimientos generalmente aceptados aprobados por la autoridad competente.

12.9.1.8 Modelado Estructural. Se debe construir un modelo matemático de la estructura de acuerdo con la Sección 12.7.3, excepto que todas las estructuras diseñadas de acuerdo con esta sección se deben analizar usando una representación 3D. Cuando los diafragmas no hayan sido clasificados como rígidos de acuerdo con la Sección 12.3.1, el modelo debe incluir la representación de las características de rigidez del diafragma y los grados de libertad dinámicos adicionales que se requieran para tener en cuenta la participación del diafragma en la respuesta dinámica de la estructura.

#### 12.9.2 Análisis del historial de respuesta lineal

12.9.2.1 Requisitos Generales. El análisis del historial de respuesta lineal consistirá en un análisis de un modelo matemático lineal de la estructura para determinar su respuesta a través de métodos de integración numérica, a conjuntos de historiales de aceleración espectralmente coincidentes compatibles con el espectro de respuesta de diseño para el sitio. El análisis debe realizarse de acuerdo con los requisitos de esta sección.

12.9.2.2 Requisitos generales de modelado. Se requerirán modelos tridimensionales (3D) de la estructura. El modelado de la distribución de la rigidez y la masa a lo largo del sistema de resistencia de carga lateral y los diafragmas de la estructura debe estar de acuerdo con la Sección 12.7.3.

12.9.2.2.1 Efectos P-Delta. El modelo matemático incluirá los efectos P-delta. Los límites del coeficiente de estabilidad,  $\bar{y}$ , deben cumplirse de acuerdo con la Sección 12.8.7.

12.9.2.2.2 Torsión Accidental. La torsión accidental, cuando lo exija la Sección 12.8.4.2, debe incluirse desplazando el centro de masa en cada dirección (es decir, más o menos) desde su ubicación esperada por una distancia igual al 5% de la dimensión horizontal de la estructura en el piso dado medido perpendicularmente a la dirección de la carga. No se requiere amplificación de la torsión accidental de acuerdo con la Sección 12.8.4.3.

12.9.2.2.3 Modelado de cimientos. Cuando se incluye la flexibilidad de la cimentación en el análisis, el modelado de la cimentación debe estar de acuerdo con la Sección 12.13.3.

12.9.2.2.4 Número de modos para incluir en el análisis de historial de respuesta modal. Cuando se utilice el procedimiento de análisis de historial de respuesta modal, el número de modos a incluir en el análisis deberá estar de acuerdo con la Sección 12.9.1.1.

12.9.2.2.5 Amortiguación. El amortiguamiento viscoso lineal no deberá exceder el 5% crítico para cualquier modo con un período de vibración mayor o igual a  $T_{lower}$ .

12.9.2.3 Selección y Modificación del Movimiento Terrestre. Los historiales de aceleración del suelo utilizados para el análisis consistirán en un conjunto de

no menos de tres pares de componentes ortogonales espectralmente emparejados derivados de eventos de movimiento del suelo artificiales o registrados. El espectro de respuesta del objetivo para cada conjunto espectralmente adaptado se debe desarrollar de acuerdo con las Secciones 11.4.6 o 21.3, según corresponda.

12.9.2.3.1 Procedimiento para Adaptación de Espectro. Cada componente del movimiento del suelo se ajustará espectralmente en el rango de período de 0,8T<sub>lower</sub> a 1,2T<sub>upper</sub>. En el mismo rango de período y en cada dirección de respuesta, el promedio de las ordenadas de pseudoaceleración amortiguadas del 5% calculadas usando los registros de coincidencia de espectro no debe caer por encima o por debajo del espectro objetivo en más del 10% en cada dirección de respuesta.

12.9.2.4 Aplicación de Historiales de Aceleración del Terreno. Se seleccionarán y utilizarán dos direcciones ortogonales de respuesta, designadas como X e Y, para todos los análisis del historial de respuestas. Los movimientos del suelo se aplicarán independientemente en las direcciones X e Y.

#### 12.9.2.5 Modificación de Respuesta para Diseño

12.9.2.5.1 Determinación del cortante base elástico e inelástico máximo. Para cada movimiento del terreno analizado, se determinará un cortante base elástico máximo, designado como VEX y VEY en las direcciones X e Y, respectivamente. El modelo matemático utilizado para calcular el cortante base elástico máximo no incluirá la torsión accidental.

Para cada movimiento del terreno analizado, se determinará un cortante base inelástico máximo, designado como VIX y VIY en las direcciones X e Y, respectivamente, como sigue:

$$VIX = \frac{v_{ex}}{RX} \quad (12.9-1)$$

$$VIY = \frac{MUY \text{ es decir}}{RY} \quad (12.9-2)$$

donde le es el Factor de Importancia y RX y RY son los coeficientes de modificación de respuesta para las direcciones X e Y, respectivamente.

12.9.2.5.2 Determinación del factor de escala de cortante base. Los cortantes base de diseño, VX y VY, deben ~~responderse a las direcciones X e Y~~ Sección 12.8.1. Para cada movimiento del terreno analizado, los factores de escala de cortante base en cada dirección de respuesta se determinarán de la siguiente manera:

$$\bar{y}_X = \frac{VX}{VIX} \bar{y} 1,0 \quad (12.9-3)$$

$$\bar{y}_Y = \frac{VY}{VIY} \bar{y} 1,0 \quad (12.9-4)$$

12.9.2.5.3 Determinación de la respuesta de fuerza combinada. Para cada dirección de respuesta y para cada movimiento del suelo analizado, la respuesta de fuerza combinada se determinará de la siguiente manera:

- La respuesta de la fuerza combinada en la dirección X se determinará como  $le\bar{y}_X\bar{y}_YRX$  multiplicado por la respuesta elástica calculada en la dirección X utilizando el modelo matemático con torsión accidental (cuando sea necesario) más  $le\bar{y}_Y\bar{y}_YRY$  multiplicado por la respuesta elástica calculada en la dirección Y utilizando el modelo matemático sin torsión accidental. B. La respuesta de la fuerza combinada en la dirección Y se determinará como  $le\bar{y}_Y\bar{y}_YRY$  multiplicado por la respuesta elástica calculada en la dirección Y utilizando el modelo matemático con torsión accidental (cuando sea necesario), más  $le\bar{y}_X\bar{y}_YRX$  multiplicado por

la respuesta elástica calculada en la dirección X utilizando el modelo matemático sin torsión accidental.

12.9.2.5.4 Determinación de la Respuesta de Desplazamiento Combinado. Los factores de modificación de respuesta  $CdX$  y  $CdY$  se asignarán en las direcciones X e Y, respectivamente. Para cada dirección de respuesta y para cada movimiento del suelo analizado, las respuestas de desplazamiento combinadas se determinarán de la siguiente manera:

- un. La respuesta de desplazamiento combinado en la dirección X se determinará como  $\bar{y}X CdX \bar{y}RX$  multiplicado por la respuesta elástica calculada en la dirección X utilizando el modelo matemático con torsión accidental (cuando sea necesario), más  $\bar{y}Y CdY \bar{y}RY$  multiplicado por la respuesta elástica calculada en la dirección Y utilizando el modelo matemático sin torsión accidental.
- B. La respuesta de desplazamiento combinado en la dirección Y se determinará como  $\bar{y}Y CdY \bar{y}RY$  multiplicado por la respuesta elástica calculada en la dirección Y utilizando el modelo matemático con torsión accidental (cuando sea necesario), más  $\bar{y}X CdX \bar{y}RX$  multiplicado por la respuesta elástica calculada en la dirección X utilizando el modelo matemático sin torsión accidental.

**EXCEPCIÓN:** Cuando el cortante base de cálculo en el dirección no está controlada por la Ec. (12.8-6), se permite que los factores  $\bar{y}X$  o  $\bar{y}Y$ , aplicables, se tomen como 1.0 para determinar los desplazamientos combinados.

12.9.2.6 Envolvente de cantidades de respuesta de fuerza. Las cantidades de respuesta de fuerza de diseño se tomarán como la envolvente de las cantidades de respuesta de fuerza combinadas calculadas en ambas direcciones ortogonales y para todos los movimientos del suelo considerados. Cuando se consideran los efectos de la interacción de la fuerza, se permite envolver las relaciones entre la demanda y la capacidad en lugar de cantidades de fuerza individuales.

12.9.2.7 Cantidad de respuesta de desplazamiento envolvente. Las cantidades de deriva de piso se determinarán para cada movimiento del suelo analizado y en cada dirección de respuesta usando las respuestas de desplazamiento combinadas definidas en la Sección 12.9.2.5.4. Con el fin de cumplir con los límites de deriva especificados en la Sección 12.12, se utilizará la envolvente de las derivas de piso calculadas en ambas direcciones ortogonales y para todos los movimientos del suelo analizados.

## 12.10 DIAFRAGMAS, ACORDES Y COLECTORES

Los diafragmas, cuerdas y colectores se deben diseñar de acuerdo con las Secciones 12.10.1 y 12.10.2.

**EXCEPCIONES:**

1. Los diafragmas de hormigón prefabricado, incluidos los cordones y colectores en estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico C, D, E o F, se deben diseñar de acuerdo con la Sección 12.10.3.
2. Se permite diseñar diafragmas de hormigón prefabricado en Categoría de diseño sísmico B, diafragmas de hormigón moldeados en el lugar y diafragmas revestidos de madera sostenidos por marcos de diafragma de madera de acuerdo con la Sección 12.10.3.

12.10.1 Diseño de diafragma. Los diafragmas deben diseñarse para los esfuerzos de corte y de flexión resultantes de las fuerzas de diseño. En las discontinuidades del diafragma, como aberturas y esquinas reentrantas, el diseño debe garantizar que la disipación o transferencia de

Las fuerzas de borde (cuerda) combinadas con otras fuerzas en el diafragma están dentro de la capacidad de corte y tensión del diafragma.

12.10.1.1 Fuerzas de diseño del diafragma. Los diafragmas de piso y techo deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas de diseño del análisis estructural, pero no deben ser menores que las determinadas de acuerdo con la ecuación. (12.10-1) como sigue:

$$F_{px} = \frac{X_n}{w_o = x} \cdot f_i \cdot w_{px} \quad (12.10-1)$$

donde

$F_{px}$  = la fuerza de diseño del diafragma en el nivel x;  
 $f_i$  = la fuerza de diseño aplicada al nivel i;  $w_i$  = el tributario de peso al nivel i; y  $w_{px}$  = el peso tributario al diafragma en el nivel x.

La fuerza determinada a partir de la Ec. (12.10-1) no será inferior a

$$F_{px} = 0.2 S_{DSI} w_{px} \quad (12.10-2)$$

La fuerza determinada a partir de la Ec. (12.10-1) no necesita exceder

$$F_{px} = 0.4 S_{DSI} w_{px} \quad (12.10-3)$$

Todos los diafragmas se diseñarán para las fuerzas de inercia determinadas a partir de las Ecs. (12.10-1) a (12.10-3) y para todas las fuerzas de transferencia aplicables. Para estructuras que tienen una horizontal irregularidad estructural de Tipo 4 en la Tabla 12.3-1, las fuerzas de transferencia de los elementos verticales resistentes a fuerzas sísmicas por encima del diafragma a otros elementos verticales resistentes a fuerzas sísmicas por debajo del diafragma deben incrementarse por el factor de sobrerresistencia de la Sección 12.4.3 antes de ser sumada a las fuerzas de inercia del diafragma. Para estructuras que tienen horizontal o vertical irregularidades estructurales de los tipos indicados en la Sección 12.3.3.4, también se aplicarán los requisitos de esa sección.

**EXCEPCIÓN:** Se permitirá que las viviendas unifamiliares y bifamiliares de estructura liviana usen  $\bar{y}o = 1.0$ .

12.10.2 Elementos Colectores. Se deben proporcionar elementos colectores que sean capaces de transferir las fuerzas sísmicas que se originan en otras partes de la estructura al elemento que proporciona la resistencia a esas fuerzas.

12.10.2.1 Elementos colectores que requieren combinaciones de carga, incluida la sobrerresistencia para las categorías de diseño sísmico C a F. En las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico C, D, E o F, los elementos colectores (Fig. 12.10-1) y sus

FIGURA 12.10-1 Colectores

Las conexiones, incluidas las conexiones a elementos verticales, deben diseñarse para resistir el máximo de lo siguiente:

1. Fuerzas calculadas usando los efectos de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3 con fuerzas sísmicas determinadas por el procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 12.8 o el procedimiento de análisis de espectro de respuesta modal de la Sección 12.9.1; 2. Fuerzas calculadas usando los efectos de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3 con fuerzas sísmicas determinadas por la Ec. (12.10-1); y
3. Fuerzas calculadas usando las combinaciones de carga de la Sección 2.3.6 con fuerzas sísmicas determinadas por la Ec. (12.10-2).

Se deben considerar las fuerzas de transferencia descritas en la Sección 12.10.1.1.

**EXCEPCIÓN:**

1. En estructuras o partes de las mismas totalmente arriostradas con muros de corte de estructura ligera de madera, los elementos colectores y sus conexiones, incluidas las conexiones a elementos verticales, solo necesitan diseñarse para resistir fuerzas usando las combinaciones de carga de la Sección 2.3.6 con fuerzas sísmicas, determinado de acuerdo con la Sección 12.10.1.1.

12.10.3 Provisiones de Diseño Alternativo para Diafragmas, Incluidos Cordones y Colectores. Cuando se requiera o permita en la Sección 12.10, los diafragmas, incluidos los cordones y los colectores, se deben diseñar utilizando las disposiciones de la Sección 12.10.3.1 a la 12.10.3.5 y lo siguiente:

1. No se aplicará la nota al pie b de la Tabla 12.2-1 .
2. No se aplicará la Sección 12.3.3.4 .
3. La Sección 12.3.4.1, Punto 5, debe ser reemplazada por lo siguiente: "Se utiliza el diseño de diafragmas, incluyendo cuerdas, colectores y sus conexiones a los elementos verticales".
4. No se aplicará la Sección 12.3.4.1, Punto 7.

12.10.3.1 Diseño. Los diafragmas, incluidos los cordones, los colectores y sus conexiones a los elementos verticales, deben diseñarse en dos direcciones ortogonales para resistir las fuerzas sísmicas de diseño en el plano determinadas en la Sección 12.10.3.2.

Se dispondrán colectores que sean capaces de transferir las fuerzas sísmicas que se originen en otras partes de la estructura a los elementos verticales que proporcionen la resistencia a dichas fuerzas.

El diseño debe prever la transferencia de fuerzas en las discontinuidades del diafragma, como aberturas y esquinas entrantes.

12.10.3.2 Fuerzas sísmicas de diseño para diafragmas, incluidos cordones y colectores. Los diafragmas, incluidos los cordones, los colectores y sus conexiones a los elementos verticales, deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas de diseño en el plano dadas por la Ec. (12.10-4):

$$F_{px} = \frac{cpx}{\$} \quad (12.10-4)$$

La fuerza  $F_{px}$  determinada a partir de la Ec. (12.10-4) no será inferior a:

$$F_{px} = 0.2SDSlewpx \quad (12.10-5)$$

$cpx$  se determinará como se ilustra en la Fig. 12.10-2.

12.10.3.2.1 Coeficientes de aceleración de diseño  $Cp0$ ,  $Cpi$  y  $Cpn$ .

Los coeficientes de aceleración de diseño  $Cp0$  y  $Cpn$  se calcularán mediante las Ecs. (12.10-6) y (12.10-7):

**FIGURA 12.10-2 Cálculo del coeficiente de aceleración de diseño  $Cpx$  en edificios con  $N \geq 2$  y en edificios con  $N \geq 3$**

$$Cp0 = 0.4SDSle \quad (12.10-6)$$

y

$$CPN = q \cdot \delta \cdot \gamma_0 \cdot Cs_2^2 + \delta \cdot \gamma_m^2 \cdot Cs_2^2 \geq Cpi \quad (12.10-7)$$

El coeficiente de aceleración de diseño  $Cpi$  será el mayor de los valores dados por las Ecs. (12.10-8) y (12.10-9):

$$Cpi = 0.8Cp0 \quad (12.10-8)$$

$$Cpi = 0.9\gamma_m^2 \cdot Cs \quad (12.10-9)$$

donde  $\gamma_0$  es el factor de sobrerresistencia dado en la Tabla 12.2-1,  $Cs$  se determina de acuerdo con la Sección 12.8 o 12.9, y  $Cs_2$  será el menor de los valores calculados a partir de las Ecs. (12.10-10), (12.10-11) y (12.10-12):

$$Cs_2 = \delta \cdot 0.15N + 0.25 \cdot le \cdot SDS \quad (12.10-10)$$

$$Cs_2 = le \cdot SDS \quad (12.10-11)$$

$$\text{Para } N \geq 2 \quad Cs_2 = \frac{le \cdot SD1}{1 + p} \quad (12.10-12a)$$

$$\text{Para } N = 1 \quad Cs_2 = 0 \quad (12.10-12b)$$

Los factores de contribución modal  $\gamma_m^1$  y  $\gamma_m^2$  en la ecuación. (12.10-7) se calculará a partir de las Ecs. (12.10-13) y (12.10-14):

$$zs \cdot \gamma_m^1 = 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{norte} \quad (12.10-13)$$

$$1 \cdot \gamma_m^2 = 0.9 \cdot zs \cdot 1 \geq N \quad (12.10-14)$$

donde el factor de forma modal  $z_s$  debe tomarse como

- 0,3 para edificios diseñados con sistemas de pórticos arriostrados con restricción de pandeo definidos en la Tabla 12.2-1, o • 0,7 para edificios diseñados con sistemas de pórticos resistentes a momentos definidos en la Tabla 12.2-1, o • 0,85 para edificios diseñados con sistemas duales definidos en la Tabla 12.2-1 con pórticos especiales o intermedios capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas prescritas, o
- 1.0 para edificios diseñados con todos los demás sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.

**12.10.3.3 Fuerzas de transferencia en diafragmas.** Todos los diafragmas deben diseñarse para las fuerzas de inercia determinadas a partir de las Ecs. (12.10-4) y (12.10-5) y para todas las fuerzas de transferencia aplicables. Para las estructuras que tienen una irregularidad estructural horizontal del Tipo 4 en la Tabla 12.3-1, las fuerzas de transferencia de los elementos verticales resistentes a fuerzas sísmicas por encima del diafragma a otros elementos verticales resistentes a fuerzas sísmicas por debajo del diafragma deben incrementarse por el factor de sobrerresistencia de Sección 12.4.3 antes de agregarse a las fuerzas de inercia del diafragma. Para estructuras que tengan otras irregularidades estructurales horizontales o verticales de los tipos indicados en la Sección 12.3.3.4, se aplicarán los requisitos de esa sección.

**EXCEPCIÓN:** Se permitirá que las viviendas unifamiliares y bifamiliares de estructura liviana usen  $\gamma_0 = 1.0$ .

**12.10.3.4 Colectores:** categorías de diseño sísmico C a F. En las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico C, D, E o F, los colectores y sus conexiones, incluidas las conexiones a elementos verticales, deben diseñarse para resistir 1,5 veces las fuerzas de inercia del diafragma. de la Sección 12.10.3.2 más 1,5 veces las fuerzas de transferencia de diseño.

#### EXCEPCIONES:

1. Cualquier fuerza de transferencia aumentada por el factor de sobrerresistencia de la Sección 12.4.3 no necesita ser amplificada adicionalmente por 1.5.
2. Para sistemas de pórticos resistentes a momento y arriostrados, las fuerzas del colector no necesitan exceder la resistencia lateral de la línea de pórtico correspondiente debajo del colector, considerando solo los pórticos resistentes a momento o arriostrados. Además, las fuerzas de diseño del diafragma no necesitan exceder las fuerzas correspondientes a las fuerzas del colector así determinadas.
3. En estructuras o partes de las mismas arriostradas completamente por muros de cortante de marco liviano, los elementos colectores y sus conexiones, incluidas las conexiones a elementos verticales, solo necesitan diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas de diseño del diafragma sin el multiplicador 1.5.

**12.10.3.5 Factor de reducción de la fuerza de diseño del diafragma.** El factor de reducción de la fuerza de diseño del diafragma,  $R_s$ , debe determinarse de acuerdo con la Tabla 12.10-1.

#### 12.11 MUROS ESTRUCTURALES Y SU ANCLAJE

**12.11.1 Diseño para fuerzas fuera del plano.** Los muros estructurales se deben diseñar para una fuerza normal a la superficie igual a  $F_p = 0,4 \text{ SDS} I_e$  veces el peso del muro estructural con una fuerza mínima del 10 % del peso del muro estructural.

**12.11.2 Anclaje de muros estructurales y transferencia de fuerzas de diseño a diafragmas u otros elementos estructurales de soporte**

Tabla 12.10-1 Factor de reducción de la fuerza de diseño del diafragma,  $R_s$

Sistema de diafragma		Controlado por corte	Controlado por flexión
Ejecutadas in situ hormigón diseñado de acuerdo con Sección 14.2 y ACI 318	—	1.5	2
Concreto prefabricado diseñado de acuerdo con Sección 14.2.4 y ACI 318	EDOa BDOb RDOC	0.7 1.0 1.4	0.7 1.0 1.4
Revestimiento de madera diseñado de acuerdo con la Sección 14.5 y AWC SDPWS-15	—	3.0	N/A

<sup>a</sup> EDO es una opción de diseño elástico de diafragma de hormigón prefabricado.

<sup>b</sup> BDO es una opción de diseño básico de diafragma de hormigón prefabricado.

<sup>c</sup> RDO es una opción de diseño reducido de diafragma de hormigón prefabricado.

**12.11.2.1 Fuerzas de anclaje de pared.** El anclaje de los muros estructurales a la construcción de soporte deberá proporcionar una conexión directa capaz de resistir lo siguiente:

$$F_p = 0.4 \text{ SDS} I_e W_p \quad (12.11-1)$$

$F_p$  no debe tomarse como inferior a  $0,2 \text{ k} a \text{ W}_p$ .

$$\begin{matrix} \text{Sí} \\ \text{ka} = 1,0 + \frac{100}{\text{z}} \end{matrix} \quad (12.11-2)$$

$ka$  no necesita tomarse como mayor que 2.0.

$ka$  no necesita tomarse como mayor que 1.0 cuando la conexión no está en un diafragma flexible.

donde

$F_p$  = la fuerza de diseño en los anclajes individuales;  
 $SDS$  = el parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en períodos cortos según la Sección 11.4.5;  $I_e$  = el Factor de Importancia determinado de acuerdo con la Sección 11.5.1;  $ka$  = factor de amplificación para la flexibilidad del diafragma;  $L_f$  = la luz, en pies, de un diafragma flexible que sirve de soporte lateral al muro; la luz se mide entre elementos verticales que dan soporte lateral al diafragma en la dirección considerada; use cero para diafragmas rígidos; y  $W_p$  = el peso del muro tributario al anclaje.

Cuando el anclaje no está ubicado en el techo y todos los diafragmas no son flexibles, el valor de la ecuación. (12.11-1) se permite multiplicar por el factor  $z^2 / (2z + h)^3$ , donde  $z$  es la altura del anclaje sobre la base de la estructura y  $h$  es la altura del techo sobre la base; sin embargo,  $F_p$  no debe ser menor que lo requerido por la Sección 12.11.2 con una fuerza de anclaje mínima de  $F_p = 0.2W_p$ .

Las paredes estructurales deben diseñarse para resistir la flexión entre los anclajes cuando el espacio entre anclajes supere los 4 pies (1219 mm). La interconexión de los elementos de la pared estructural y las conexiones a los sistemas de armazón de soporte deben tener suficiente resistencia,

capacidad de rotación y ductilidad para resistir la contracción, los cambios térmicos y el asentamiento diferencial de la cimentación cuando se combinan con fuerzas sísmicas.

**12.11.2.2 Requisitos adicionales para el anclaje de muros estructurales de concreto o mampostería a diafragmas en estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico C a F**

**12.11.2.2.1 Transferencia de fuerzas de anclaje al diafragma.**

Los diafragmas deben estar provistos de amarres o puntales continuos entre las cuerdas del diafragma para distribuir estas fuerzas de anclaje en los diafragmas. Las conexiones del diafragma deben ser positivas, mecánicas o soldadas. Se permite el uso de cuerdas adicionales para formar subdiafragmas para transmitir las fuerzas de anclaje a las traviesas continuas principales. La relación máxima de largo a ancho de los subdiafragmas estructurales que sirven como parte del sistema de amarre continuo debe ser de 2,5 a 1. Se deben proporcionar conexiones y anclajes capaces de resistir las fuerzas prescritas entre el diafragma y los componentes adjuntos. Las conexiones se extenderán dentro del diafragma una distancia suficiente para desarrollar la fuerza transferida al diafragma.

**12.11.2.2.2 Elementos de acero del sistema de anclaje de muros estructurales.** Las fuerzas de diseño de resistencia para los elementos de acero del sistema de anclaje de pared estructural, con la excepción de los pernos de anclaje y el acero de refuerzo, se deben incrementar en 1,4 veces las fuerzas requeridas por esta sección.

**12.11.2.2.3 Diafragmas de madera.** El anclaje de muros estructurales de concreto o mampostería a diafragmas de madera debe estar de acuerdo con AWC SDPWS 4.1.5.1 y esta sección. Las ataduras continuas requeridas por esta sección se agregarán al revestimiento del diafragma. El anclaje no debe lograrse mediante el uso de clavos de pie o clavos sujetos a extracción, ni se deben usar vigas o estructuras de madera en flexión transversal o tensión transversal.

El revestimiento del diafragma no se considerará efectivo para proporcionar los lazos o puntales requeridos por esta sección.

**12.11.2.2.4 Diafragmas de plataforma metálica.** En los diafragmas de plataforma de metal, la plataforma de metal no se debe usar como amarres continuos requeridos por esta sección en la dirección perpendicular al tramo de la plataforma.

**12.11.2.2.5 Correas empotradas.** El anclaje del diafragma a la pared estructural mediante tiras incrustadas se debe sujetar o enganchar alrededor del acero de refuerzo o terminarse de otra manera para transferir efectivamente las fuerzas al acero de refuerzo.

**12.11.2.2.6 Sistema de anclaje con carga excéntrica.** Cuando los elementos del sistema de anclaje a la pared se cargan excéntricamente o no son perpendiculares a la pared, el sistema se debe diseñar para resistir todos los componentes de las fuerzas inducidas por la excentricidad.

**12.11.2.2.7 Muros con Pilastras.** Cuando haya pilastras en el muro, la fuerza de anclaje en las pilastras se calculará considerando la carga adicional transferida de los paneles del muro a las pilastras. Sin embargo, la fuerza de anclaje mínima en un piso o techo no debe reducirse.

## 12.12 DERIVA Y DEFORMACIÓN

**12.12.1 Límite de Desplazamiento de Piso.** La desviación de piso de diseño ( $\ddot{\gamma}$ ) según se determina en las Secciones 12.8.6, 12.9.1 o 12.9.2 no debe exceder la desviación de piso permitida ( $\dot{\gamma}_a$ ) según se obtiene de la Tabla 12.12-1 para cualquier piso.

**12.12.1.1 Pórticos resistentes a momento en estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico D a F.** Para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas que comprendan únicamente pórticos resistentes a momento en estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico D, E o F, la deriva de piso de diseño ( $\ddot{\gamma}$ ) no debe exceder  $\dot{\gamma}_a$  para cualquier historia.  $\ddot{\gamma}$  se determinará de acuerdo con la Sección 12.3.4.2.

**12.12.2 Deflexión del diafragma.** La deflexión en el plano del diafragma, determinada por análisis de ingeniería, no deberá exceder la deflexión permisible de los elementos adjuntos.

La deflexión permisible será aquella que permita que el elemento adjunto mantenga su integridad estructural bajo la carga individual y continúe soportando las cargas prescritas.

**12.12.3 Separación estructural.** Todas las partes de la estructura deben estar diseñadas y construidas para actuar como una unidad integral para resistir las fuerzas sísmicas, a menos que estén separadas estructuralmente por una distancia suficiente para evitar daños por contacto, como se establece en esta sección.

Las separaciones deberán permitir el máximo desplazamiento de respuesta inelástica ( $\dot{\gamma}M$ ).  $\dot{\gamma}M$  se determinará en ubicaciones críticas teniendo en cuenta los desplazamientos de traslación y torsión de la estructura, incluidas las amplificaciones de torsión, cuando proceda, mediante la siguiente ecuación:

$$\dot{\gamma}M = \frac{Cd\ddot{\gamma}_{max}}{Ea} \quad (12.12-1)$$

donde  $\ddot{\gamma}_{max}$  = desplazamiento elástico máximo en la ubicación crítica.

Tabla 12.12-1 Deriva de piso permitida,  $\dot{\gamma}_a$

a,b

Categoría de riesgo

Estructura	yo o yo	—	IV
Estructuras, que no sean estructuras de muros de corte de mampostería, de cuatro pisos o menos por encima de la base como se define en la Sección 11.2, con paredes interiores, tabiques, cielos rasos y sistemas de paredes exteriores que se han diseñado para acomodar los desplazamientos de los pisos	0.025hx <sup>c</sup>	0.020hx	0.015hx
Muros de corte en voladizo de mampostería	0.010hsx	0.010hsx	0.010hsx
Otras estructuras de muros de corte de mampostería	0.007hsx	0.007hsx	0.007hsx
Todas las demás estructuras	0.020hsx	0.015hsx	0.010hsx

<sup>a</sup> hsx es la altura del piso por debajo del nivel x.

<sup>b</sup> Para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas que comprendan únicamente pórticos de momento en las Categorías de diseño sísmico D, E y F, la deriva de piso permitida debe cumplir con los requisitos de la Sección 12.12.1.1.

<sup>c</sup> No habrá límite de deriva para estructuras de un solo piso con paredes interiores, tabiques, techos y sistemas de paredes exteriores que hayan sido diseñados para adaptarse a las derivas de los pisos. No se renuncia al requisito de separación de estructuras de la Sección 12.12.3.

Estructuras en las que el sistema estructural básico consiste en muros de corte de mampostería diseñados como elementos verticales en voladizo desde su base o soporte de cimentación que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre los muros de corte (acoplamiento) es despreciable.

Las estructuras adyacentes en la misma propiedad deben estar separadas por al menos  $\bar{y}M$ , determinado de la siguiente manera:

$$\bar{y}M = q \frac{\delta\bar{y}M_1 p_2 + \delta\bar{y}M_2 p_2}{\delta\bar{y}M_1 + \delta\bar{y}M_2} \quad (12.12-2)$$

donde  $\bar{y}M_1$  y  $\bar{y}M_2$  son los desplazamientos de respuesta inelástica máxima de las estructuras adyacentes en sus bordes adyacentes.

Cuando una estructura colinda con una línea de propiedad que no es común a una vía pública, la estructura debe estar retranqueada de la línea de propiedad por al menos el desplazamiento  $\bar{y}M$  de esa estructura.

**EXCEPCIÓN:** Se permiten separaciones más pequeñas o retranqueos en los límites de la propiedad cuando estén justificados por un análisis racional basado en una respuesta inelástica a los movimientos del suelo de diseño.

12.12.4 Elementos que se extienden entre estructuras. Las conexiones por gravedad o los soportes para elementos que se extienden entre estructuras o porciones de estructuras sísmicamente separadas deben diseñarse para los desplazamientos relativos máximos previstos. Estos desplazamientos se calcularán como sigue:

1. Usando la deflexión calculada en las ubicaciones de apoyo, por Eq. (12.8-15) multiplicado por  $1.5\bar{y}Cd$ .
2. Considerando la deflexión adicional causada por la rotación del diafragma, incluido el factor de amplificación torsional calculado según la Sección 12.8.4.3 donde cualquiera de las estructuras es torsionalmente irregular.
3. Considerando las deformaciones del diafragma,
- y 4. Suponiendo que las dos estructuras se mueven en direcciones opuestas y utilizando la suma absoluta de los desplazamientos.

12.12.5 Compatibilidad de deformación para las categorías de diseño sísmico D a F. Para las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F, cada componente estructural no incluido en el sistema de resistencia a fuerzas sísmicas en la dirección en consideración debe diseñarse para ser adecuado para los efectos de la carga de gravedad y las fuerzas sísmicas resultantes del desplazamiento causado por la deriva del piso de diseño ( $\bar{y}$ ) como se determina de acuerdo con la Sección 12.8.6 (ver también la Sección 12.12.1).

**EXCEPCIÓN:** Los miembros del marco de concreto reforzado que no estén diseñados como parte del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas deben cumplir con la Sección 18.14 de ACI 318.

Cuando se determinen los momentos y cortantes inducidos en componentes que no están incluidos en el sistema resistente a fuerzas sísmicas en la dirección bajo consideración, se deben considerar los efectos de rigidización de los elementos estructurales y no estructurales rígidos contiguos, y un valor racional de la rigidez del miembro y de la restricción. Debería ser usado.

## 12.13 DISEÑO DE CIMENTACIONES

12.13.1 Base de diseño. La base de diseño para las cimentaciones será la establecida en la Sección 12.1.5.

12.13.2 Materiales de Construcción. Los materiales utilizados para el diseño y construcción de cimientos deberán cumplir con los requisitos del Capítulo 14 y los requisitos adicionales de la Sección 12.13.9 para cimientos en sitios licuables. El diseño y los detalles de los pilotes de acero deben cumplir con la Sección 14.1.8 y los requisitos adicionales de la Sección 12.13.9 cuando corresponda. El diseño y los detalles de pilotes de hormigón deben cumplir con la Sección 14.2.3 y los requisitos adicionales de la Sección 12.13.9, cuando corresponda.

### 12.13.3 Características de carga-deformación de la cimentación.

Cuando se incluye la flexibilidad de la cimentación para los procedimientos de análisis lineal del Capítulo 12, las características de carga-deformación del sistema cimentación-suelo deben modelarse de acuerdo con los requisitos de esta sección. El comportamiento de deformación por carga lineal de las cimentaciones se representará mediante una rigidez lineal equivalente utilizando propiedades del suelo que sean compatibles con los niveles de deformación del suelo asociados con el movimiento sísmico de diseño. El módulo de corte compatible con la deformación,  $G$ , y la velocidad de la onda de corte compatible con la deformación asociada,  $vS$ , necesarios para la evaluación de la rigidez lineal equivalente se determinarán utilizando los criterios del Capítulo 19 o con base en un estudio específico del sitio. Se incorporará un aumento y una disminución del 50 % en la rigidez en los análisis dinámicos, a menos que se puedan justificar variaciones más pequeñas con base en mediciones de campo de las propiedades dinámicas del suelo o mediciones directas de la rigidez dinámica de la cimentación. En el diseño se utilizarán los mayores valores de respuesta.

12.13.4 Reducción del vuelco de los cimientos. Se permite reducir los efectos de volcamiento en la interfaz suelo-cimentación en un 25 % para cimentaciones de estructuras que cumplan con las dos condiciones siguientes:

- un. La estructura está diseñada de acuerdo con el análisis de fuerza lateral equivalente como se establece en la Sección 12.8, y b. La estructura no es un péndulo invertido o una estructura tipo columna en voladizo.

Se permite que los efectos de volcamiento en la interfase suelo-cimentación se reduzcan en un 10% para cimentaciones de estructuras diseñadas de acuerdo con los requisitos de análisis modal de la Sección 12.9.

12.13.5 Diseño de resistencia para capacidad geotécnica de cimentación. Cuando se utilicen las combinaciones básicas para el diseño de resistencia enumeradas en el Capítulo 2, se permite que las combinaciones que incluyen cargas sísmicas, E, incluyan la reducción de los efectos de volcamiento de cimientos definidos en la Sección 12.13.4. Las siguientes secciones se aplicarán para la determinación de las fuerzas nominales aplicables y los factores de resistencia en la interfaz suelo-cimentación.

12.13.5.1 Fuerza Nominal. La capacidad geotécnica nominal de la cimentación,  $Q_{ns}$ , se determinará utilizando cualquiera de los siguientes métodos:

1. valores presuntivos de carga, 2. por un profesional de diseño registrado basado en investigaciones geotécnicas del sitio que incluyen pruebas de campo y de laboratorio para determinar la clasificación del suelo y los parámetros de resistencia del suelo activos, pasivos y en reposo según se requiera, o
3. mediante ensayos in situ de prototipos de cimentación.

Para estructuras que se apoyan en más de una cimentación, el método utilizado para determinar la resistencia nominal de todas las cimentaciones será el mismo. Se permite que los valores de resistencia nominal se basen en una limitación de la deformación máxima esperada de la cimentación o en la resistencia nominal asociada con un mecanismo de falla anticipado.

12.13.5.1.1 Parámetros de resistencia del suelo. Para suelos competentes que no sufren degradación de resistencia bajo carga sísmica, los parámetros de resistencia para condiciones de carga estática se deben usar para calcular las capacidades geotécnicas de cimentación nominales para el diseño sísmico, a menos que un diseñador profesional registrado proporcione valores de resistencia sísmica incrementados basados en las condiciones del sitio. Para suelos cohesivos sensibles o suelos no cohesivos saturados, el potencial de degradación de la resistencia inducida por terremotos debe ser

considerado. Las capacidades geotécnicas nominales de cimentación para cargas verticales, laterales y oscilantes se determinarán usando procedimientos de diseño de cimentación aceptados y principios de análisis plástico, y serán los mejores valores estimados usando propiedades del suelo que sean valores promedio representativos.

Se permite determinar la resistencia total a las cargas laterales tomando la suma de los valores derivados de la presión de apoyo lateral más la resistencia al deslizamiento horizontal (a partir de alguna combinación de fricción y cohesión).

1. La resistencia al deslizamiento lateral por fricción se limitará a suelos de arena, arena limosa, arena arcillosa, grava limosa y grava arcillosa (SW, SP, SM, SC, GM y GC) y roca. La resistencia al deslizamiento lateral por fricción debe calcularse como el factor de carga muerta más desfavorable multiplicado por la carga muerta, D, y multiplicado por un coeficiente de fricción.
2. La resistencia al deslizamiento lateral por cohesión se limitará a arcilla, arcilla arenosa, limo arcilloso, limo y limo arenoso (CL, ML, SC y SM). La resistencia al deslizamiento lateral por cohesión se calculará como el área de contacto multiplicada por la cohesión.
3. La resistencia al deslizamiento por fricción horizontal y la resistencia al deslizamiento por cohesión se tomarán como cero para las zonas de cimentación apoyadas sobre pilotes.

Cuando se utilicen valores presuntivos de soporte de carga para suelos de soporte para determinar las resistencias nominales del suelo, no se debe suponer que el limo orgánico, las arcillas orgánicas, la turba o el relleno no diseñado tengan una capacidad de carga presunta.

**12.13.5.2 Factores de Resistencia.** La resistencia factores prescrito en esta sección se utilizará para la resistencia vertical, lateral y oscilante de todos los tipos de cimentación. Las capacidades geotécnicas de cimentación nominales,  $Q_{ns}$ , se deben multiplicar por los factores de resistencia ( $\gamma$ ) que se muestran en la Tabla 12.13-1. Alternativamente, se permite usar un factor de resistencia vertical,  $\gamma=0.80$  cuando la resistencia nominal (hacia arriba o hacia abajo) se determina mediante pruebas *in situ* de prototipos de cimentación, con base en un programa de prueba aprobado por la autoridad competente.

**12.13.5.3 Criterios de aceptación.** Para los procedimientos de análisis sísmico lineal de acuerdo con las Secciones 12.8 y 12.9, las cargas mayoradas, incluidas las reducciones permitidas en la Sección 12.13.4, no deben exceder las resistencias de diseño de la cimentación,  $\gamma Q_{ns}$ .

**12.13.6 Diseño de tensión admisible para capacidad geotécnica de cimentación.** Cuando se utilicen para el diseño las combinaciones básicas para el diseño de esfuerzos admisibles enumeradas en la Sección 12.4, se permite que las combinaciones que incluyen cargas sísmicas, E, incluyan la reducción de los efectos de volcamiento de cimientos definidos en la Sección 12.13.4. Carga de cimentación permitida

Las capacidades,  $Q_{as}$ , se determinarán usando esfuerzos permisibles en materiales geotécnicos que han sido determinados por

Tabla 12.13-1 Factores de resistencia para el diseño de resistencia de la interfaz suelo-cimentación

Dirección y tipo de resistencia	Factores de resistencia, $\gamma$
Resistencia vertical	
Resistencia a la compresión (soporte)	0,45
Fricción de pilotes (ya sea hacia arriba o hacia abajo)	0,45
Resistencia Lateral	
Presión de apoyo lateral	0,5
Deslizamiento (ya sea por fricción o cohesión)	0,85

investigaciones geotécnicas requeridas por la Autoridad Competente (AHJ).

**12.13.7 Requisitos para estructuras asignadas a la Categoría de diseño sísmico C.** Además de los requisitos de la Sección 11.8.2, los siguientes requisitos de diseño de cimientos se aplicarán a las estructuras asignadas a la Categoría de diseño sísmico C.

**12.13.7.1 Estructuras tipo poste.** Cuando se use una construcción que use postes o postes como columnas empotradas en la tierra o empotradas en zapatas de concreto en la tierra para resistir cargas laterales, la profundidad de empotramiento requerida para que los postes o postes resistan fuerzas sísmicas se determinará mediante los criterios de diseño establecidos en el informe de investigación de la fundación.

**12.13.7.2 Lazos de cimentación.** Los cabezales de pilotes individuales, los pilares perforados o los cajones deben estar interconectados mediante lazos. Todos los tirantes deberán tener una resistencia de diseño en tracción o compresión al menos igual a una fuerza igual al 10% de SDS multiplicado por la cabeza del pilote o columna más grande mayorada muerta más carga viva mayorada, a menos que se demuestre que las vigas de concreto reforzado proporcionarán una restricción equivalente. dentro de losas a nivel o losas de concreto reforzado a nivel o confinamiento por roca competente, suelos duros cohesivos, suelos granulares muy densos u otros medios aprobados.

**12.13.7.3 Requisitos de anclaje de pilotes.** Además de los requisitos de la Sección 14.2.3.1, el anclaje de pilotes deberá cumplir con esta sección. Cuando sea necesario para la resistencia a las fuerzas de levantamiento, el anclaje de la tubería de acero [secciones redondas de acero de estructura hueca (HSS)], la tubería de acero rellena de hormigón o los pilotes H a la cabeza del pilote se realizará por medios distintos a la unión de hormigón a la sección de acero desnudo. .

**EXCEPCIÓN:** Se permite que el anclaje de pilotes de tubería de acero llenos de hormigón se realice utilizando barras corrugadas desarrolladas en la porción de hormigón del pilote.

**12.13.8 Requisitos para estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico D a F.** Además de los requisitos de las Secciones 11.8.2, 11.8.3, 14.1.8 y 14.2.3.2, los siguientes requisitos de diseño de cimientos se deben aplicar a las estructuras asignadas a Categoría de diseño sísmico D, E o F.

El diseño y la construcción de elementos de cimentación de hormigón deben cumplir con los requisitos de ACI 318, Sección 18.9, excepto según lo modificado por los requisitos de esta sección.

**EXCEPCIÓN:** Las viviendas unifamiliares y bifamiliares independientes de estructura liviana que no superen los dos pisos por encima del nivel del suelo solo deben cumplir con los requisitos de las Secciones 11.8.2, 11.8.3 (puntos 2 a 4), 12.13.2 y 12.13.7.

**12.13.8.1 Estructuras tipo poste.** Cuando se use una construcción que use postes o postes como columnas empotradas en la tierra o empotradas en zapatas de concreto en la tierra para resistir cargas laterales, la profundidad de empotramiento requerida para que los postes o postes resistan fuerzas sísmicas se determinará mediante los criterios de diseño establecidos en el informe de investigación de la fundación.

**12.13.8.2 Lazos de cimentación.** Los cabezales de pilotes individuales, los pilares perforados o los cajones deben estar interconectados mediante lazos. Además, las zapatas extendidas individuales cimentadas en suelo definido en el Capítulo 20 como Clase de sitio E o F deben estar interconectadas por lazos. Todos los tirantes deben tener una resistencia de diseño en tracción o compresión al menos igual a una fuerza igual al 10% de SDS multiplicado por la cabeza del pilote o columna más grande mayorada muerta más carga viva mayorada, a menos que se demuestre que las vigas de hormigón armado proporcionan una restricción equivalente dentro de losas a nivel o losas de concreto reforzado a nivel o confinamiento por roca competente, suelos duros cohesivos, suelos granulares muy densos u otros medios aprobados.

12.13.8.3 Requisito general de diseño de pilotes. Los pilotes se diseñarán y construirán para resistir las deformaciones de los movimientos sísmicos del suelo y la respuesta de la estructura.

Las deformaciones incluirán tanto las deformaciones del suelo en campo libre (sin la estructura) como las deformaciones inducidas por la resistencia lateral del pilote a las fuerzas sísmicas de la estructura, todas modificadas por la interacción suelo-pilote.

12.13.8.4 Pilas de talud. Los pilotes de talud y sus conexiones deberán ser capaces de resistir fuerzas y momentos de las combinaciones de carga, incluida la sobrerresistencia del Capítulo 2 o la Sección 12.14.3.2.3. Cuando los pilotes verticales y en talud actúen conjuntamente para resistir las fuerzas de cimentación como grupo, estas fuerzas se distribuirán entre los pilotes individuales de acuerdo con sus rigideces horizontales y verticales relativas y la distribución geométrica de los pilotes dentro del grupo.

12.13.8.5 Requisitos de anclaje de pilotes. Además de los requisitos de la Sección 12.13.7.3, el anclaje de pilotes deberá cumplir con esta sección. El diseño del anclaje de los pilotes en la cabeza del pilote deberá considerar el efecto combinado de las fuerzas axiales debido a los momentos de levantamiento y flexión causados por la fijación a la cabeza del pilote. Para pilotes que deban resistir fuerzas de levantamiento o proporcionar restricción rotacional, el anclaje en la tapa del pilote deberá cumplir con lo siguiente:

1. En el caso de levantamiento, el anclaje deberá ser capaz de desarrollar la menor resistencia a la tracción nominal del refuerzo longitudinal en un pilote de hormigón, la resistencia a la tracción nominal de un pilote de acero y 1,3 veces la resistencia a la tracción del pilote, o deberá estar diseñado para resistir la fuerza de tensión axial resultante de los efectos de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3 o 12.14.3.2. La resistencia al arranque del pilote debe tomarse como la última fuerza de fricción o adherencia que se puede desarrollar entre el suelo y el pilote más el peso del pilote.
2. En el caso de la restricción rotacional, el anclaje se debe diseñar para resistir las fuerzas y los momentos axiales y cortantes resultantes de los efectos de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3 o 12.14.3.2, o debe ser capaz de desarrollar la fuerza axial completa., resistencia nominal a flexión y cortante del pilote.

12.13.8.6 Empalmes de Segmentos de Pilotes. Los empalmes de los segmentos del pilote deben desarrollar la resistencia nominal de la sección del pilote.

**EXCEPCIÓN:** Empalmes diseñados para resistir las fuerzas y momentos axiales y cortantes de los efectos de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3 o 12.14.3.2.

12.13.8.7 Interacción pilote-suelo. Los momentos de pilotes, cortantes y deflexiones laterales utilizados para el diseño se establecerán considerando la interacción del fuste y el suelo. Cuando la relación entre la profundidad de empotramiento del pilote y el diámetro o ancho del pilote sea menor o igual a 6, se permite suponer que el pilote es rígido a la flexión con respecto al suelo.

12.13.8.8 Efectos de grupos de pilotes. Los efectos del grupo de pilotes del suelo sobre la resistencia nominal de los pilotes laterales deben incluirse cuando la separación de centro a centro de los pilotes en la dirección de la fuerza lateral es inferior a ocho diámetros o anchos de pilotes. Los efectos del grupo de pilotes sobre la resistencia nominal vertical deben incluirse cuando el espaciado de centro a centro de los pilotes sea inferior a tres diámetros o anchos de pilotes.

12.13.9 Requisitos para Fundaciones en Sitios Licuables. Cuando el informe de investigación geotécnica requerido en la Sección 11.8 identifique el potencial de pérdida de resistencia del suelo causada por la licuefacción en movimientos sísmicos MCEG, las estructuras deben ser

Tabla 12.13-2 Límite superior del desplazamiento horizontal del terreno de extensión lateral para cimientos poco profundos más allá del cual se requieren cimientos profundos

Categoría de riesgo	yo o yo	—	IV
Límite (pulg. (mm))	18 (455)	12 (305)	4 (100)

diseñado para adaptarse a los efectos de la licuefacción de acuerdo con los requisitos de las Secciones 12.13.9.1 a 12.13.9.3. Dichas estructuras también deben diseñarse para resistir los efectos de carga sísmica de la Sección 12.4, suponiendo que no ocurra licuefacción.

**EXCEPCIÓN:** Las estructuras sobre cimientos poco profundos no necesitan ser diseñado para los requisitos de esta sección cuando el informe de la investigación geotécnica indica que existe un riesgo insignificante de expansión lateral, sin pérdida de capacidad de carga y los asentamientos diferenciales de los suelos del sitio o los suelos del sitio mejorados no superan una cuarta parte del umbral de asentamiento diferencial especificado en la Tabla 12.3-3.

Cuando el informe de la investigación geotécnica indique la posibilidad de una falla de flujo, las disposiciones de la Sección 12.13.9 no son aplicables y la condición debe mitigarse.

12.13.9.1 Diseño de cimientos. Los cimientos se diseñarán para soportar las cargas gravitatorias y sísmicas de diseño, según se indica en las combinaciones básicas de carga de la Sección 12.4, utilizando la capacidad portante reducida del suelo, según se indica en el informe de investigación geotécnica, considerando los efectos de licuefacción causados por los movimientos sísmicos MCEG. Se permitirá que la extensión lateral anticipada, los valores de asentamiento diferencial y el diseño de cimientos incluyan los efectos de mitigación de cualquier mejora del suelo planificada para el sitio.

12.13.9.2 Cimentaciones poco profundas. Se permitirá que las estructuras de los edificios se apoyen sobre cimientos poco profundos siempre que los cimientos estén diseñados y detallados de acuerdo con la Sección 12.13.9.2.1 y se cumplan las condiciones establecidas en los incisos (a) y (b) de la Sección 12.13.9.2 .

a. El informe de la investigación geotécnica indica que el desplazamiento horizontal permanente del suelo inducido por la expansión lateral asociada con los movimientos sísmicos MCEG no supera el valor de la Tabla 12.13-2.

b. La cimentación y la superestructura están diseñadas para adaptarse a los asentamientos diferenciales causados por la licuefacción sin pérdida de la capacidad de soportar cargas de gravedad. Para estructuras asignadas a la Categoría de Riesgo II o III, la resistencia residual de los miembros y conexiones no deberá ser inferior al 67% de la resistencia nominal sin daño, considerando el comportamiento no lineal de la estructura o, alternativamente, las demandas sobre todos los miembros y conexiones no deberán exceder la resistencia nominal del elemento cuando se somete a asentamientos diferenciales. Para estructuras asignadas a la Categoría de Riesgo IV, las demandas sobre todos los miembros y conexiones no deberán exceder la resistencia nominal del elemento cuando esté sujeto a asentamientos diferenciales.

**EXCEPCIÓN:** Cuando el informe de investigación geotécnica indique que el asentamiento diferencial en una longitud definida, L, no excede el umbral de asentamiento diferencial especificado en la Tabla 12.13-3, diseño explícito más allá de los requisitos de la Sección 12.13.9.2.1 para acomodar asentamientos diferenciales no es requerido.

Tabla 12.13-3 Umbral de Liquidación Diferencial

Tipo de estructura	Categoría de riesgo		
	yo o yo	—	IV
Estructuras de un piso con sistemas de muros de concreto o mampostería	0.0075L	0.005L	0.002L
Otras estructuras de un solo piso	0.015L	0.010L	0.002L
Estructuras de varios pisos con sistemas de muros de concreto o mampostería	0.005L	0.003L	0.002L
Otras estructuras de varios pisos	0.010L	0.006L	0.002L

12.13.9.2.1 Diseño de cimientos poco profundos Los cimientos poco profundos deben cumplir con los requisitos de diseño y detallado de las Secciones 12.13.9.2.1.1 o 12.13.9.2.1.2 según se requiera.

12.13.9.2.1.1 Lazos de cimentación. Las zapatas individuales deben estar interconectadas por lazos de acuerdo con la Sección 12.13.8.2 y los requisitos adicionales de esta sección. Los amarres deben estar diseñados para adaptarse a los asentamientos diferenciales entre zapatas adyacentes según la Sección 12.13.9.2, inciso b. Las secciones de concreto reforzado deben detallarse de acuerdo con las Secciones 18.6.2.1 y 18.6.4 de ACI 318. Cuando el informe de la investigación geotécnica indique que se producirá un desplazamiento permanente del suelo inducido por una extensión lateral superior a 3 pulgadas (76,2 mm) en los movimientos sísmicos de MCEG, se cumplirán los dos requisitos siguientes:

1. Los lazos entre zapatas individuales en la misma columna o línea de muro deberán, en lugar de los requisitos de fuerza de la Sección 12.13.8.2, tener una resistencia de diseño en tracción y compresión al menos igual a  $F_{ti}$ , como se indica en la ecuación. (12.13-1). Estos efectos se combinarán con los efectos de carga de las cargas laterales del terremoto de diseño.

$$F_{ti} = 0,5 \gamma P_u \quad (12.13-1)$$

donde

$F_{ti}$  = la fuerza de diseño del tirante;

$\gamma$  = el coeficiente de fricción entre el fondo de la zapata y el suelo, según lo indicado en el informe geotécnico, o se toma como 0,5 en ausencia de otra información; y  $P_u$  = el total de las cargas de gravedad soportadas de todas las zapatas a lo largo de la misma línea de columna o muro, determinado de acuerdo con la combinación de carga 5 en la Sección 2.3.2.

2. Las zapatas individuales deben estar integradas o conectadas a una losa de concreto reforzado sobre el terreno, de al menos 5 pulgadas (127,0 cm) de espesor y reforzadas en cada dirección horizontal con una relación de refuerzo mínima de 0,0025. Alternativamente, las zapatas individuales deben estar integradas o conectadas a una losa de concreto postensado sobre el terreno diseñada de acuerdo con PTI DC10.5 con una compresión efectiva mínima después de pérdidas de 100 psi (690 kPa). Para sitios con suelos expansivos, los movimientos tanto de suelos expansivos como de suelos licuados no necesitan ser considerados simultáneamente. Para los propósitos de esta sección, la losa de concreto sobre el suelo no necesita cumplir con la Sección 18.6.4 de ACI 318.

**EXCEPCIÓN:** Se permite el uso de un sistema de durmientes diagonales de hormigón armado, si el sistema de durmientes proporciona una resistencia al corte lateral y una rigidez equivalentes a las de una losa sobre el terreno, como se definió anteriormente.

12.13.9.2.1.2 Cimientos de Mat. Los cimientos de losas deben diseñarse para acomodar los asentamientos diferenciales verticales esperados indicados en el informe de investigación geotécnica según la Sección 12.13.9.2, inciso b, considerando cualquier aumento de carga inducido por asentamientos diferenciales de columnas adyacentes. No es necesario considerar las demandas de flexión causadas por la licuefacción si la losa se detalla de acuerdo con los requisitos de la Sección 18.6.3.1 de ACI 318. Los cimientos de la losa deben tener

refuerzo longitudinal en ambas direcciones en la parte superior e inferior.

12.13.9.3 Cementaciones Profundas. Los cimientos profundos deben diseñarse para soportar cargas verticales como se indica en las combinaciones de carga básicas de la Sección 12.4, en combinación con los momentos y cortantes causados por la deformación lateral de los elementos de cimientos profundos en respuesta a las cargas de inercia laterales. La capacidad axial de la cimentación profunda y la resistencia lateral del suelo se reducirán para tener en cuenta los efectos de la licuefacción. Los cimientos profundos deben cumplir con los requisitos de diseño y detallado de las Secciones 12.13.9.3.1 a 12.13.9.3.5.

12.13.9.3.1 Resistencia descendente El diseño de pilotes deberá incorporar los efectos de la resistencia descendente causados por la licuefacción. Para el diseño geotécnico, la resistencia descendente inducida por licuefacción se determinará como la fricción superficial descendente en el pilote dentro y por encima de la(s) zona(s) licuada(s). La capacidad geotécnica última neta del pilote será la capacidad geotécnica última del pilote debajo de la(s) capa(s) licuable(s) reducida por la carga de arrastre descendente. Para el diseño estructural, la carga de arrastre inducida por la licuefacción debe tratarse como una carga sísmica y factorizarse en consecuencia.

12.13.9.3.2 Resistencia lateral Se debe permitir que la presión pasiva y la fricción movilizadas contra paredes, cabezales de pilotes y vigas de nivelación, cuando se reduzcan por los efectos de la licuefacción, resistan las cargas de inercia laterales en combinación con los pilotes. La resistencia proporcionada por la combinación de pilotes, presión pasiva y fricción se determinará con base en deformaciones laterales compatibles.

12.13.9.3.3 Detallado de cimientos profundos de hormigón Los pilotes de hormigón, incluidos los pilotes colados in situ y prefabricados, deben detallarse para cumplir con las Secciones 18.7.5.2 a 18.7.5.4 de ACI 318 desde la parte superior del pilote hasta una profundidad superior a la del suelo licuable más profundo en al menos 7 veces la dimensión de la sección transversal del miembro.

12.13.9.3.4 Separación lateral Cuando el informe de la investigación geotécnica indique que se producirá un desplazamiento permanente del suelo inducido por la separación lateral en caso de movimientos sísmicos MCEG, el diseño de pilotes se basará en un análisis detallado que incorpore la deformación lateral esperada, las profundidades sobre que se espera que ocurra la deformación, y el comportamiento no lineal de los pilotes. Cuando ocurra un comportamiento no lineal de los pilotes causado por el desplazamiento permanente del suelo inducido por la expansión lateral, las deformaciones del pilote no deberán resultar en la pérdida de la capacidad del pilote para soportar cargas de gravedad, ni la resistencia lateral del pilote deteriorado será inferior al 67 % de la resistencia nominal no dañada. fuerza. Además, deberán cumplirse los siguientes requisitos:

1. Los pilotes en H de acero estructural deben satisfacer los límites de ancho y espesor para miembros de pilotes en H altamente dúctiles en ANSI/AISC 341.
2. Los pilotes de tubería de acero estructural sin relleno deben cumplir con los límites de espesor de ancho para elementos HSS redondos altamente dúctiles en ANSI/AISC 341.
3. Los pilotes de concreto deben detallarse para cumplir con las Secciones 18.7.5.2 a 18.7.5.4 de ACI 318 desde la parte superior

del pilote a una profundidad superior a la de la capa más profunda de suelo propenso a la expansión lateral en al menos 7 veces el diámetro del pilote. La resistencia nominal al corte debe exceder las fuerzas máximas que pueden generarse debido a las deformaciones del pilote determinadas en el análisis detallado.

12.13.9.3.5 Amarres de cimentación Los cabezales de pilotes individuales deben estar interconectados por amarres de acuerdo con la Sección 12.13.8.2. Cuando el informe de la investigación geotécnica indique un desplazamiento permanente del suelo inducido por la expansión lateral, las fuerzas de diseño de los durmientes deberán incluir las presiones adicionales aplicadas a los elementos de cimentación debido al desplazamiento lateral de acuerdo con las recomendaciones del informe de la investigación geotécnica.

Estos efectos se combinarán con los efectos de carga de las cargas laterales del terremoto de diseño.

#### 12.14 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL ALTERNATIVOS SIMPPLIFICADOS PARA SISTEMAS SIMPLES DE MUROS DE CARGA O ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS

##### 12.14.1 Generalidades

12.14.1.1 Procedimiento de Diseño Simplificado. Se permite el uso de los procedimientos de esta sección en lugar de otros procedimientos analíticos del Capítulo 12 para el análisis y diseño de edificios simples con muros de carga o sistemas de estructuras de edificios, sujeto a todas las limitaciones enumeradas en esta sección. Cuando se utilicen estos procedimientos, la Categoría de diseño sísmico se determinará a partir de la Tabla 11.6-1 utilizando el valor de SDS de la Sección 12.14.8.1, excepto cuando S1 sea mayor o igual a 0,75, la Categoría de diseño sísmico será E.

Se permite el uso del procedimiento de diseño simplificado si se cumplen las siguientes limitaciones:

1. La estructura calificará para la Categoría de Riesgo I o II en acuerdo con la Tabla 1.5-1.
2. La clase de sitio, definida en el Capítulo 20, no será Sitio Clase E o F.
3. La estructura no deberá exceder los tres pisos sobre el nivel del suelo.
4. El sistema resistente a fuerzas sísmicas debe ser un sistema de muros de carga o un sistema de estructura de construcción, como se indica en la Tabla 12.14-1.
5. La estructura deberá tener al menos dos líneas de laterales resistencia en cada una de las dos direcciones principales del eje. Se debe proporcionar al menos una línea de resistencia a cada lado del centro de peso en cada dirección.
6. El centro de peso en cada piso debe ubicarse no más lejos del centroide geométrico del diafragma que el 10% de la longitud del diafragma paralelo a la excentricidad.
7. Para estructuras con diafragmas de hormigón vaciados en el lugar, los voladizos más allá de la línea exterior de los muros de corte o pórticos arriostrados deben cumplir con lo siguiente:

a  $\ddot{\gamma}$  d $\ddot{\gamma}$ 3 (12.14-1)

donde

$a$  = la distancia perpendicular a las fuerzas consideradas desde el borde extremo del diafragma hasta la línea de resistencia vertical más cercana a ese borde, y  $d$  = la profundidad del diafragma paralela a las fuerzas consideradas en la línea de resistencia vertical más cercana al

borde.

Todos los demás voladizos del diafragma más allá de la línea exterior de los muros de corte o marcos arriostrados deben cumplir con lo siguiente:

a  $\ddot{\gamma}$  d $\ddot{\gamma}$ 5

(12.14-2)

8. Para edificios con diafragma no flexible, los esfuerzos se repartirán entre los elementos verticales como si el diafragma fuera flexible. Deberán cumplirse los siguientes requisitos adicionales: a. Para estructuras con dos líneas de resistencia en una dirección dada, la distancia entre las dos líneas es por lo menos el 50% de la longitud del diafragma perpendicular a las líneas;

B. Para estructuras con más de dos líneas de resistencia en una dirección dada, la distancia entre las dos líneas más extremas de resistencia en esa dirección es al menos 60% de la longitud del diafragma perpendicular a las líneas;

Cuando dos o más líneas de resistencia estén más cerca entre sí que la mitad de la longitud horizontal del más largo de los muros o pórticos arriostrados, se permitirá reemplazar esas líneas por una sola línea en el centroide del grupo para la distribución inicial de fuerzas, y la fuerza resultante al grupo se distribuirá luego a los miembros del grupo con base en sus rigideces relativas.

9. Las líneas de resistencia del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas deben estar orientadas en ángulos de no más de 15 grados desde la alineación con los principales ejes horizontales ortogonales del edificio.

10. El procedimiento de diseño simplificado se utilizará para cada dirección del eje horizontal ortogonal principal del edificio.
11. No se permitirán las irregularidades del sistema causadas por desplazamientos en el plano o fuera del plano de elementos resistentes a fuerzas laterales.

EXCEPCIÓN: Los desplazamientos fuera del plano y en el plano de los muros de corte están permitidos en edificios de dos pisos de estructura liviana, siempre que el marco que soporta el muro superior esté diseñado para los efectos de la fuerza sísmica del derrumbe del muro amplificado por un factor de 2.5.

12. La resistencia a la carga lateral de cualquier piso no debe ser menor que el 80% de la historia anterior.

12.14.1.2 Documentos de referencia. Los documentos de referencia enumerados en el Capítulo 23 se utilizarán como se indica en la Sección 12.14.

12.14.1.3 Definiciones. Las definiciones enumeradas en la Sección 11.2 se deben usar además de las siguientes: DIRECCIONES HORIZONTALES ORTOGONALES PRINCIPALES: Las direcciones ortogonales que se superponen a la mayoría de los elementos resistentes a fuerzas laterales.

##### 12.14.1.4 Notación.

D = el efecto de la carga muerta E

= el efecto de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo  
Fa = coeficiente de sitio basado en la aceleración, consulte la Sección

12.14.8.1 Fi = la porción del cortante base sísmico, V, inducida en

nivel i

Fp = la fuerza sísmica de diseño aplicable a un componente estructural particular Fx = consulte la Sección 12.14.8.2 hi = la altura sobre la base hasta el nivel i hx = la altura sobre la base hasta el nivel x



SDS = consulte la Sección  
[12.14.8.1](#) SS = consulte la  
 Sección 11.4.1 S1 = consulte  
 la Sección 11.4.1 V = el corte total de diseño en la base de la  
 estructura en la dirección de interés, según se determina  
 mediante el procedimiento de la Sección 12.14.8.1 Vx = el  
 cortante sísmico de diseño en el piso x. Consulte la Sección [12.14.8.3](#)  
 W = consulte la Sección [12.14.8.1](#) Wc = peso del muro wi = la  
 parte del peso sísmico efectivo, W, ubicado en el nivel i o asignado a  
 él Wp = peso del componente estructural wx = consulte la Sección  
[12.14.8.2](#)

12.14.2 Base de diseño. La estructura deberá incluir sistemas completos resistentes a fuerzas laterales y verticales con la resistencia adecuada para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, especificadas en esta sección, en combinación con otras cargas. Las fuerzas sísmicas de diseño se distribuirán a los diversos elementos de la estructura y sus conexiones utilizando un análisis elástico lineal de acuerdo con los procedimientos de la Sección [12.14.8](#). Los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas y sus conexiones se deben detallar para cumplir con los requisitos aplicables para el sistema estructural seleccionado como se indica en la Sección [12.14.4.1](#). Se debe proporcionar una ruta o rutas de carga continuas con la resistencia y rigidez adecuadas para transferir todas las fuerzas desde el punto de aplicación hasta el punto final de resistencia. La cimentación se diseñará para acomodar las fuerzas desarrolladas.

12.14.3 Efectos de carga sísmica. Todos los miembros de la estructura, incluidos los que no forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, deben diseñarse utilizando los efectos de carga sísmica de la Sección [12.14.3](#), a menos que esta norma los exima de otra manera. Los efectos de la carga sísmica son las fuerzas axiales, de corte y de flexión de los miembros que resultan de la aplicación de fuerzas sísmicas horizontales y verticales, como se establece en la Sección [12.14.3.1](#). Cuando se requiera, los efectos de la carga sísmica incluirán la soberresistencia, como se establece en la Sección [12.14.3.2](#).

12.14.3.1 Efecto de carga sísmica. El efecto de la carga sísmica, E, se determinará de acuerdo con lo siguiente:

- Para uso en la combinación de carga 6 en la Sección 2.3.6 o las combinaciones de carga 8 y 9 en la Sección 2.4.5, E se determinará de acuerdo con la ecuación. ([12.14-3](#)) como sigue:

$$E = Eh + Ev \quad (12.14-3)$$

- Para uso en la combinación de carga 7 en la Sección 2.3.6 o la combinación de carga 10 en la Sección 2.4.5, E debe determinarse de acuerdo con la ecuación. ([12.14-4](#)) como sigue:

$$E = Eh \ddot{\vee} Ev \quad (12.14-4)$$

donde

E = efecto de carga sísmica;  
 Eh = efecto de las fuerzas sísmicas horizontales como se define en la Sección [12.14.3.1.1](#); y Ev = efecto de las fuerzas sísmicas verticales como se define en la Sección [12.14.3.1.2](#).

12.14.3.1.1 Efecto de carga sísmica horizontal El efecto de carga sísmica horizontal, Eh, debe determinarse de acuerdo con la ecuación. ([12.14-5](#)) como sigue:

$$Eh = QE \quad (12.14-5)$$

donde QE = efectos de las fuerzas sísmicas horizontales de V o Fp como se especifica en las Secciones [12.14.7.5](#), [12.14.8.1](#) y 13.3.1.

12.14.3.1.2 Efecto de la carga sísmica vertical El efecto de la carga sísmica vertical, Ev, debe determinarse de acuerdo con la ecuación. ([12.14-6](#)) como sigue:

$$Ev = 0,2 SDSD \quad (12.14-6)$$

donde

SDS = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en períodos cortos obtenido de la Sección 11.4.5, y  
 D = efecto de la carga muerta.

EXCEPCIÓN: Se permite que el efecto de la carga sísmica vertical, Ev, se tome como cero para cualquiera de las siguientes condiciones:

- En las ecuaciones. ([12.14-3](#)), ([12.14-4](#)), ([12.14-7](#)) y ([12.14-8](#)) donde SDS es igual o menor que 0.125.
- En la ecuación. ([12.14-4](#)) donde determinar las demandas en el suelo-interfaz de la estructura de los cimientos.

12.14.3.2 Efecto de carga sísmica, incluida la soberresistencia. Cuando se requiera, los efectos de la carga sísmica, incluida la soberresistencia, se determinarán de acuerdo con lo siguiente:

- Para uso en la combinación de carga 6 en la Sección 2.3.6 o las combinaciones de carga 8 y 9 en la Sección 2.4.5, E debe tomarse como igual a Em según se determina de acuerdo con la Eq. ([12.14-7](#)) como sigue:

$$Em = Emh + Ev \quad (12.14-7)$$

- Para uso en la combinación de carga 7 en la Sección 2.3.6 o la combinación de carga 10 en la Sección 2.4.5, E debe tomarse como igual a Em según lo determinado de acuerdo con la Eq. ([12.14-8](#)) como sigue:

$$Em = Emh \ddot{\vee} Ev \quad (12.14-8)$$

donde

Em = efecto de la carga sísmica incluida la soberresistencia;  
 Emh = efecto de las fuerzas sísmicas horizontales, incluida la sobre  
 resistencia, como se define en la Sección [12.14.3.2.1](#) o  
[12.14.3.2.2](#); y Ev = efecto de carga sísmica vertical como se  
 define en la Sección [12.14.3.1.2](#).

12.14.3.2.1 Efecto de la carga sísmica horizontal con una soberresistencia de 2,5 El efecto de las fuerzas sísmicas horizontales, incluida la soberresistencia, Emh, se determinará de acuerdo con la ecuación. ([12.14-9](#)) como sigue:

$$Emh = 2.5QE \quad (12.14-9)$$

donde

QE = efectos de las fuerzas sísmicas horizontales de V o Fp como se especifica en las Secciones [12.14.7.5](#), [12.14.8.1](#) y 13.3.1.

No es necesario tomar Emh como mayor que Ecl donde Ecl = el efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada como se define en la Sección 11.3.

12.14.3.2.2 Efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada Cuando el documento de referencia del material requiera un diseño de capacidad limitada, el efecto de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia, se calculará con el efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada, Ecl, en sustitución de Emh en las combinaciones de carga de la Sección 12.14.3.2.3.

12.14.3.2.3 Combinaciones de carga, incluida la sobrerresistencia. Cuando el efecto de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia, Em, definida en la Sección 12.14.3.2, se combina con los efectos de otras cargas como se establece en el Capítulo 2, se deben utilizar las siguientes combinaciones de carga sísmica para estructuras no sujetas a inundaciones o cargas de hielo atmosférico. utilizado en lugar de las combinaciones de carga sísmica en la Sección 2.3.2 o 2.4.1.

Combinaciones básicas para el diseño de resistencia, incluido el sobre fuerza (ver las Secciones 2.2 y 2.3.2 para la notación)

5.  $\delta 1.2 \beta 0.2SDSPD \beta Emh \beta L \beta 0.2S$
7.  $\delta 0.9 \beta 0.2SDSPD \beta Emh$

#### NOTAS:

1. Se permite que el factor de carga en L en la combinación 5 sea igual a 0.5 para todas las ocupaciones en las que Lo en la Tabla 4.3-1 sea menor o igual a 100 psf (4.79 kN/m<sup>2</sup>), con la excepción de garajes o áreas ocupadas como lugares de reunión pública.
2. Cuando estén presentes cargas de fluido F, se incluirán con el mismo factor de carga que la carga muerta D en las combinaciones 1 a 5 y 7. Cuando esté presente la carga H, se incluirá como sigue: a. donde el efecto de H se suma al efecto de carga variable principal, incluya H con un factor de carga de 1.6; B. donde el efecto de H resiste el efecto de carga variable principal, incluya H con un factor de carga de 0.9 donde la carga es permanente o un factor de carga de 0 para todas las demás condiciones.
3. Cuando el empuje lateral del suelo ofrezca resistencia a las acciones estructurales de otras fuerzas, no se incluirá en H pero sí en la resistencia de cálculo.

Combinaciones básicas para el diseño de tensiones admisibles, incluidas Sobreresistencia (consulte las Secciones 2.2 y 2.4.1 para la notación)

5.  $\delta 1.0 \beta 0.14SDSPD \beta 0.7Emh 6b.$
6.  $\delta 1.0 \beta 0.105SDSPD \beta 0.525Emh \beta 0.75L \beta 0.75S 8. \delta 0.6 \beta 0.14SDSPD \beta 0.7Emh$

#### NOTAS:

Cuando las cargas de fluido F estén presentes, se incluirán en las combinaciones 1 a 6 y 8 con el mismo factor que se usó para la carga muerta D.

Cuando la carga H esté presente, se incluirá de la siguiente manera:

1. donde el efecto de H se suma al efecto de carga variable principal, incluir H con un factor de carga de 1.0; 2. cuando el efecto de H resista el efecto de carga variable principal, incluya H con un factor de carga de 0.6 cuando la carga sea permanente o un factor de carga de 0 para todas las demás condiciones.

### 12.14.4 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas

#### 12.14.4.1 Selección y Limitaciones. El lateral básico y

El sistema de resistencia a fuerzas sísmicas verticales debe cumplir con uno de los tipos indicados en la Tabla 12.14-1 y debe cumplir con todos los requisitos detallados a los que se hace referencia en la tabla. El coeficiente de modificación de respuesta apropiado, R, indicado en la Tabla 12.14-1, se debe usar para determinar las fuerzas de diseño del elemento y cortante base como se establece en los requisitos sísmicos de esta norma.

Los requisitos especiales de estructura y detallado se indican en la Sección 12.14.7 y en las Secciones 14.1, 14.2, 14.3, 14.4 y 14.5 para estructuras asignadas a las diversas Categorías de diseño sísmico.

#### 12.14.4.2 Combinaciones de sistemas de estructura

12.14.4.2.1 Combinaciones horizontales Se permite el uso de diferentes sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en cada una de las dos direcciones de construcción ortogonales principales. Cuando se use una combinación de diferentes sistemas estructurales para resistir fuerzas laterales en la misma dirección, el valor de R usado para el diseño en esa dirección no debe ser mayor que el valor mínimo de R para cualquiera de los sistemas usados en esa dirección.

**EXCEPCIÓN:** Para edificios de estructura liviana o edificios que tienen diafragmas flexibles y que tienen dos pisos o menos por encima del nivel del suelo, se permite que los elementos resistentes se diseñen utilizando el valor mínimo de R de los diferentes sistemas resistentes a fuerzas sísmicas encontrados en cada edificio independiente. Línea de encuadre. El valor de R utilizado para el diseño de diafragmas en tales estructuras no deberá ser mayor que el valor mínimo para cualquiera de los sistemas utilizados en esa misma dirección.

12.14.4.2.2 Combinaciones verticales Se permite el uso de diferentes sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en diferentes pisos. El valor de R usado en una dirección dada no será mayor que el valor mínimo de cualquiera de los sistemas usados en esa dirección.

12.14.4.2.3 Combinación de requisitos de detalle de entrampado Los requisitos de detalle de la Sección 12.14.7 requeridos por el coeficiente de modificación de respuesta más alto, R, deben usarse para miembros estructurales comunes a sistemas que tienen diferentes coeficientes de modificación de respuesta.

12.14.5 Flexibilidad del diafragma. Se permite que los diafragmas construidos con plataformas de acero (sin tapar), paneles estructurales de madera o técnicas de construcción con paneles similares se consideren flexibles.

12.14.6 Aplicación de Carga. Los efectos de la combinación de cargas se deben considerar como se prescribe en la Sección 12.14.3. Se permite que las fuerzas sísmicas de diseño se apliquen por separado en cada dirección ortogonal, y no es necesario considerar la combinación de efectos de las dos direcciones. Se considerará la inversión de la carga.

12.14.7 Requisitos de diseño y detallado. El diseño y detalle de los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas deberá cumplir con los requisitos de esta sección. La cimentación debe diseñarse para resistir las fuerzas desarrolladas y adaptarse a los movimientos impartidos a la estructura por los movimientos de suelo de diseño. La naturaleza dinámica de las fuerzas, el movimiento esperado del suelo, la base de diseño para la resistencia y la capacidad de disipación de energía de la estructura y las propiedades dinámicas del suelo se incluirán en la determinación de los criterios de diseño de la cimentación. El diseño y construcción de cimientos deberá cumplir con la Sección 12.13. Los elementos estructurales, incluidos los elementos de cimentación, deberán cumplir con los requisitos de diseño de materiales y detalles establecidos en el Capítulo 14.

12.14.7.1 Conexiones. Todas las partes de la estructura entre las juntas de separación deben estar interconectadas y la conexión debe ser capaz de transmitir la fuerza sísmica, F<sub>p</sub>, inducida por las partes que se conectan. Cualquier porción más pequeña de la estructura debe estar unida al resto de la estructura con elementos que tengan una resistencia de 0.20 veces el coeficiente de aceleración de respuesta espectral de diseño de período corto, SDS, multiplicado por el peso de la porción más pequeña o el 5 % del peso de la porción., lo que sea mayor.

Para cada viga, jácena o armadura, debe proporcionarse una conexión positiva para resistir una fuerza horizontal que actúe paralelamente al miembro, ya sea directamente a sus elementos de soporte o a las losas diseñadas para actuar como diafragmas. Cuando la conexión sea a través de un diafragma, entonces el elemento de soporte del miembro también debe estar conectado al diafragma. La conexión deberá tener una resistencia de diseño mínima del 5% de la reacción de carga muerta más viva.

**12.14.7.2 Aberturas o Esquinas de Edificios Reentrantes.** Salvo que se disponga específicamente lo contrario en esta norma, las aberturas en muros de corte, diafragmas u otros elementos tipo placa deben tener refuerzo en los bordes de las aberturas o esquinas entrantes diseñadas para transferir los esfuerzos a la estructura. El refuerzo de borde debe extenderse dentro del cuerpo del muro o diafragma una distancia suficiente para desarrollar la fuerza en el refuerzo.

**EXCEPCIÓN:** Se permiten muros de corte de paneles estructurales de madera cuando estén diseñados de acuerdo con AWC SDPWS-15 para muros de corte perforados o ANSI/AISI S400 para muros de corte Tipo II.

**12.14.7.3 Elementos Colectores.** Los elementos colectores serán provisto de la resistencia adecuada para transferir las fuerzas sísmicas que se originan en otras partes de la estructura al elemento que proporciona la resistencia a esas fuerzas (Fig. 12.10-1). Los elementos colectores, los empalmes y sus conexiones a los elementos resistentes deben diseñarse para resistir las fuerzas definidas en la Sección 12.14.3.2.

**EXCEPCIÓN:** En estructuras, o partes de las mismas, totalmente arrostradas con muros de corte de estructura liviana, se permite que los elementos colectores, los empalmes y las conexiones a los elementos resistentes se diseñen para resistir fuerzas de acuerdo con la Sección 12.14.7.4.

**12.14.7.4 Diafragmas.** Los diafragmas de piso y techo deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas de diseño en cada nivel,  $F_x$ , calculadas de acuerdo con la Sección 12.14.8.2. Cuando se requiere que el diafragma transfiera fuerzas sísmicas de diseño de los elementos de resistencia vertical sobre el diafragma a otros elementos de resistencia vertical debajo del diafragma debido a cambios en la rigidez lateral relativa en los elementos verticales, la porción transferida de la fuerza de corte sísmica en ese nivel,  $V_x$ , se sumará a la fuerza de diseño del diafragma. Los diafragmas deberán soportar tanto los esfuerzos cortantes como los de flexión resultantes de estas fuerzas.

Los diafragmas deberán tener amarres o puntales para distribuir las fuerzas de anclaje de la pared en el diafragma. Las conexiones de diafragma deben ser conexiones de tipo positivo, mecánico o soldado.

**12.14.7.5 Anclaje de Muros Estructurales.** Los muros estructurales deben estar anclados a todos los pisos, techos y elementos que proporcionen soporte lateral fuera del plano para el muro o que estén soportados por el muro. El anclaje deberá proporcionar una conexión directa positiva entre la pared y el piso, techo o miembro de soporte con la fuerza para resistir la fuerza fuera del plano dada por la ecuación. (12.14-10):

$$F_p = 0.4k_a S D S W_p \quad (12.14-10)$$

$F_p$  no debe tomarse como inferior a 0,2  $k_a W_p$ .

$$k_a = 1,0 + \frac{si}{100} \quad (12.14-11)$$

ka no necesita tomarse como mayor que 2.0 donde

$F_p$  = la fuerza de diseño en los anclajes individuales;  $k_a$  = factor de amplificación para la flexibilidad del diafragma;  
 $L_f$  = la luz, en pies, de un diafragma flexible que sirve de soporte lateral al muro; el lapso se mide entre

elementos verticales que dan soporte lateral al diafragma en la dirección considerada; use cero para diafragmas rígidos; SDS = la aceleración de respuesta espectral de diseño en períodos cortos según la Sección 12.14.8.1; y  $W_p$  = el peso del muro tributario al anclaje.

**12.14.7.5.1 Transferencia de las fuerzas de anclaje a los diafragmas** Los diafragmas deben contar con amarres continuos o puntales entre las cuerdas del diafragma para distribuir estas fuerzas de anclaje a los diafragmas. Se permite el uso de cuerdas adicionales para formar subdiafragmas para transmitir las fuerzas de anclaje a las traviesas continuas principales. La relación máxima de largo a ancho del subdiafragma estructural debe ser de 2,5 a 1. Se deben proporcionar conexiones y anclajes capaces de resistir las fuerzas prescritas entre el diafragma y los componentes adjuntos.

Las conexiones se extenderán dentro del diafragma una distancia suficiente para desarrollar la fuerza transferida al diafragma.

**12.14.7.5.2 Diafragmas de madera** El anclaje de muros estructurales de concreto o mampostería a diafragmas de madera debe estar de acuerdo con AWC SDPWS 4.1.5.1 y esta sección. Las ataduras continuas requeridas por esta sección se agregarán al revestimiento del diafragma. El anclaje no debe lograrse mediante el uso de clavos de pie o clavos sujetos a extracción, ni se deben usar vigas o estructuras de madera en flexión transversal o tensión transversal.

El revestimiento del diafragma no se considerará eficaz para proporcionar los lazos o puntales requeridos por esta sección.

**12.14.7.5.3 Diafragmas de plataforma de metal** En los diafragmas de plataforma de metal, la plataforma de metal no se debe usar como amarres continuos requeridos por esta sección en la dirección perpendicular al tramo de la plataforma.

**12.14.7.5.4 Correas empotradas** El anclaje del diafragma a la pared que usa correas empotradas debe sujetarse o engancharse alrededor del acero de refuerzo o terminarse de otra manera para transferir fuerzas de manera efectiva al acero de refuerzo.

**12.14.7.6 Muros de carga y muros de corte.** Los muros de carga exteriores e interiores y los muros de corte y su anclaje se deben diseñar para una fuerza igual al 40 % de la aceleración de respuesta espectral de diseño de período corto, SDS, multiplicada por el peso del muro,  $W_c$ , normal a la superficie, con una fuerza mínima del 10% del peso del muro.

La interconexión de los elementos de pared y las conexiones a los sistemas de armazón de soporte deben tener suficiente ductilidad, capacidad de rotación o resistencia para resistir la contracción, los cambios térmicos y el asentamiento diferencial de los cimientos cuando se combinan con fuerzas sísmicas.

**12.14.7.7 Anclaje de Sistemas No Estructurales.** Cuando así lo exija el Capítulo 13, todas las partes o componentes de la estructura deben estar anclados para la fuerza sísmica,  $F_p$ , allí prescrita.

**12.14.8 Procedimiento simplificado de análisis de fuerza lateral.** Un análisis de fuerza lateral equivalente consistirá en la aplicación de fuerzas laterales estáticas equivalentes a un modelo matemático lineal de la estructura. Las fuerzas laterales aplicadas en cada dirección deberán sumar un cortante base sísmico total dado por la Sección 12.14.8.1 y deberán distribuirse verticalmente de acuerdo con la Sección 12.14.8.2. Para efectos del análisis, la estructura se considerará fija en la base.

**12.14.8.1 Cortante base sísmico.** El cortante base sísmico,  $V$ , en una dirección dada se determinará de acuerdo con la Ec. (12.14-12):

$$V = \frac{F_S D S}{R} W \quad (12.14-12)$$

donde

$$FDS = \frac{2}{3} FaSs$$

donde se permite que  $Fa$  se tome como 1.0 para sitios de roca, 1.4 para sitios de suelo, o determinado de acuerdo con la Sección 11.4.4.

A los fines de esta sección, se permite que los sitios se consideren rocas si no hay más de 10 pies (3 m) de suelo entre la superficie de la roca y la parte inferior de la zapata extendida o la base de la estera. Al calcular SDS,  $Ss$  debe estar de acuerdo con la Sección 11.4.4, pero no es necesario que sea mayor que 1.5.

$F = 1.0$  para edificios de un piso por encima del nivel del suelo;  $F = 1.1$  para edificios de dos pisos por encima del nivel del suelo;  $F = 1.2$  para edificios de tres pisos por encima del nivel del terreno;  $R =$  el factor de modificación de la respuesta de la Tabla 12.14-1;

y

$W =$  peso sísmico efectivo de la estructura que incluye la carga muerta, como se define en la Sección 3.1, sobre el plano de pendiente y otras cargas sobre el plano de pendiente como se enumeran a continuación texto:

1. En las zonas destinadas a almacenamiento se incluirá como mínimo el 25 % de la carga viva del suelo.  
EXCEPCIONES: A.  
Cuando la inclusión de cargas de almacenamiento no agregue más del 5% al peso sísmico efectivo en ese nivel, no es necesario incluirlo en el peso sísmico efectivo. B. No es necesario incluir la carga viva del piso en garajes públicos y estructuras de estacionamiento abiertas.
2. Cuando la Sección 4.3.2 requiera la provisión de particiones en el diseño de carga del piso, el peso real de la partición o un peso mínimo de 10 psf (0,48 kN/m<sup>2</sup>) de área del piso, el que sea mayor.
3. Peso operativo total del equipo permanente.
4. Cuando la carga de nieve del techo plano,  $P_f$ , supere las 30 libras por pie cuadrado (1,44 kN/m<sup>2</sup>), el 20 % de la carga de nieve del diseño uniforme, independientemente de la pendiente real del techo.
5. Peso del paisajismo y otros materiales en techos ajardinados y áreas similares.

12.14.8.2 Distribución Vertical. Las fuerzas en cada nivel se calcularán utilizando la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{w_x}{W} V \quad (12.14-13)$$

donde  $w_x$  = la porción del peso sísmico efectivo de la estructura,  $W$ , en el nivel  $x$ .

12.14.8.3 Distribución de cortante horizontal. El cortante de piso de diseño sísmico en cualquier piso,  $V_x$  [kip (kN)], debe determinarse a partir de la siguiente ecuación:

$$V_x = X_n \sum_{i=1}^n f_i \quad (12.14-14)$$

donde  $f_i$  = la porción del cortante base sísmico,  $V$  [kip (kN)] inducida en el nivel  $i$ .

12.14.8.3.1 Estructuras de diafragma flexible El cortante de piso de diseño sísmico en pisos de estructuras con diafragmas flexibles, como se define en la Sección 12.14.5, debe distribuirse a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas usando reglas de área tributaria. Se permite el análisis bidimensional cuando los diafragmas son flexibles.

12.14.8.3.2 Estructuras con diafragmas que no son flexibles Para estructuras con diafragmas que no son flexibles, como se define en la Sección 12.14.5, el cortante de piso de diseño sísmico,  $V_x$  [kip (kN)], debe distribuirse a las diversas elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas en el piso bajo consideración con base en las rigideces laterales relativas de los elementos verticales y el diafragma.

12.14.8.3.2.1 Torsión. El diseño de estructuras con diafragmas que no sean flexibles deberá incluir el momento de torsión,  $M_t$  [kip-ft (kN-m)] resultante de la excentricidad entre las ubicaciones del centro de masa y el centro de rigidez.

12.14.8.4 Vuelco. La estructura deberá diseñarse para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas determinadas en la Sección 12.14.8.2. Los cimientos de las estructuras deben diseñarse para no menos del 75% del momento de diseño de vuelco de los cimientos,  $M_f$  [kip-ft (kN-m)] en el interfase cimentación-suelo.

12.14.8.5 Límites de deriva y separación de edificios. No es necesario calcular la deriva estructural. Cuando se necesite un valor de deriva para su uso en estándares de materiales, para determinar separaciones estructurales entre edificios o de límites de propiedad, para el diseño de revestimientos o para otros requisitos de diseño, se debe tomar como el 1 % de la altura estructural,  $h_n$ , a menos que se calcule como ser menos. Cada porción de la estructura debe estar diseñada para actuar como una unidad integral para resistir las fuerzas sísmicas, a menos que esté separada estructuralmente por una distancia suficiente para evitar daños por contacto bajo la deflexión total.

## 12.15 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Consulte el Capítulo 23 para obtener la lista de estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO 13

## REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

## 13.1 GENERALIDADES

13.1.1 Alcance. Este capítulo establece los criterios mínimos de diseño para los componentes no estructurales que están fijados permanentemente a las estructuras y para sus soportes y fijaciones. Cuando el peso de un componente no estructural sea mayor o igual al 25 % del peso sísmico efectivo,  $W$ , de la estructura según se define en la Sección 12.7.2, el componente debe clasificarse como una estructura que no es de edificación y debe diseñarse de acuerdo con Sección 15.3.2.

13.1.2 Categoría de diseño sísmico. A los efectos de este capítulo, los componentes no estructurales se asignarán a la misma Categoría de Diseño Sísmico que la estructura que ocupan o a la que están unidos.

13.1.3 Factor de importancia del componente. A todos los componentes se les asignará un Factor de Importancia de componente como se indica en esta sección. El Factor de Importancia del componente,  $I_p$ , se tomará como 1,5 si se da alguna de las siguientes condiciones:

1. Se requiere que el componente funcione con fines de seguridad humana después de un terremoto, incluidos los sistemas de rociadores de protección contra incendios y las escaleras de salida.
2. El componente transporta, soporta o contiene sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas cuando la cantidad del material excede una cantidad límite establecida por la autoridad competente y es suficiente para representar una amenaza para el público si se libera.
3. El componente está en una estructura de categoría de riesgo IV o está adjunto a ella y es necesario para la operación continua de la instalación o su falla podría afectar la operación continua de la instalación.
4. El componente transporta, soporta o contiene sustancias peligrosas y está unido a una estructura o porción del mismo clasificada por la Autoridad con Jurisdicción como una ocupación peligrosa.

A todos los demás componentes se les asignará un componente Import Factor de tancia,  $I_p$ , igual a 1.0.

13.1.4 Exenciones. Los siguientes componentes no estructurales están exentos de los requisitos de este capítulo:

1. Muebles, excepto gabinetes de almacenamiento, como se indica en la Tabla 13.5-1; 2. Equipo temporal o móvil; 3. Componentes arquitectónicos en Categoría de diseño sísmico B, distintos de parapetos, siempre que el factor de importancia del componente,  $I_p$ , sea igual a 1,0;
4. Componentes mecánicos y eléctricos en Categoría de Diseño Sísmico B;
5. Componentes mecánicos y eléctricos en Diseño Sísmico Categoría C siempre que

un. El factor de importancia del componente,  $I_p$ , es igual a 1,0 y el componente está unido positivamente a la estructura; o

B. El componente pesa 20 lb (89 N) o menos o, en el caso de un sistema distribuido, 5 lb=ft (73 N=m) o menos.

6. Componentes mecánicos y eléctricos discretos en las categorías de diseño sísmico D, E o F que están unidos positivamente a la estructura, siempre que a. El componente pesa 400 lb (1779 N) o menos, el centro de masa está ubicado a 4 pies (1,22 m) o menos por encima del nivel del piso adyacente, se proporcionan conexiones flexibles entre el componente y los conductos, tuberías y conductos asociados, y el Factor de Importancia del componente,  $I_p$ , es igual a 1,0; o b. El componente pesa 20 lb (89 N) o menos o, en el caso de un sistema distribuido, 5 lb=ft (73 N=m) o menos; y.

7. Los sistemas de distribución en las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F incluidos en las excepciones para conductos, bandejas portacables y canalizaciones en la Sección 13.6.5, sistemas de ductos en 13.6.6 y sistemas de tuberías y tuberías en 13.6.7.3. Cuando los componentes en línea, como válvulas, bombas suspendidas en línea y cajas mezcladoras requieran un soporte independiente, se tratarán como componentes discretos y se arrostrarán teniendo en cuenta la contribución tributaria del sistema de distribución adjunto.

13.1.5 Sistemas mecánicos y eléctricos modulares prefabricados. Los módulos mecánicos y eléctricos prefabricados de 6 pies (1,8 m) de alto y más altos que no estén precalificados de acuerdo con el Capítulo 13 y que contengan o soporten componentes mecánicos y eléctricos deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones para estructuras que no sean edificios similares a edificios en el Capítulo 15 Los componentes no estructurales contenidos o soportados dentro de los sistemas modulares deben diseñarse de acuerdo con el Capítulo 13.

13.1.6 Aplicación de los requisitos de los componentes no estructurales a las estructuras que no son de edificación. Las estructuras que no son de edificación (incluidos los estantes y tanques de almacenamiento) que están soportadas por otras estructuras deben diseñarse de acuerdo con el Capítulo 15. Cuando la Sección 15.3 requiere que las fuerzas sísmicas se determinen de acuerdo con el Capítulo 13 y los valores de  $R_p$  no se proporcionan en la Tabla 13.5-1 o 13.6-1,  $R_p$  se debe tomar como igual al valor de  $R$  enumerado en el Capítulo 15. El valor de  $a_p$  se determinará en de acuerdo con la nota a pie de página a de la Tabla 13.5-1 o 13.6-1.

13.1.7 Documentos de Referencia. Cuando un documento de referencia proporciona una base para el diseño resistente a terremotos de un tipo particular de componente no estructural, se permite el uso de ese documento, sujeto a la aprobación de la Autoridad Teniendo Jurisdicción y las siguientes condiciones:

1. Las fuerzas sísmicas de diseño no deben ser inferiores a las determinadas de acuerdo con la Sección 13.3.1.
2. En el diseño se tendrán en cuenta las interacciones sísmicas de cada componente no estructural con todos los demás componentes conectados y con la estructura de soporte. El componente debe adaptarse a derivas, deflexiones y desplazamientos relativos determinados de acuerdo con los requisitos sísmicos aplicables de esta norma.
3. Los requisitos de anclaje de los componentes no estructurales no deben ser inferiores a los especificados en la Sección 13.4.

**13.1.8 Documentos de referencia que utilizan el diseño de tensión admisible.** Cuando un documento de referencia proporciona una base para el diseño resistente a terremotos de un tipo particular de componente, y el mismo documento de referencia define los criterios de aceptación en términos de esfuerzos admisibles en lugar de resistencias, se permite usar ese documento de referencia. La combinación de carga de tensión permisible deberá considerar cargas muertas, vivas, operativas y sísmicas además de las del documento de referencia. Las cargas sísmicas determinadas de acuerdo con la Sección 13.3.1 se deben multiplicar por un factor de 0,7. No es necesario utilizar las combinaciones de carga de diseño de tensión admisible de la Sección 2.4. El componente también debe adaptarse a los desplazamientos relativos especificados en la Sección 13.3.2.

## 13.2 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

**13.2.1 Requisitos aplicables para componentes, soportes y accesorios arquitectónicos, mecánicos y eléctricos.** Los componentes, soportes y accesorios arquitectónicos, mecánicos y eléctricos deben cumplir con las secciones a las que se hace referencia en la Tabla 13.2-1. Estos requisitos se cumplirán mediante uno de los siguientes métodos:

1. Diseño y documentación específicos del proyecto presentados para su aprobación a la autoridad competente después de la revisión y aceptación por parte de un diseñador profesional registrado.
2. Presentación de la certificación del fabricante de que el componente está calificado sísmicamente por al menos uno de los siguientes: a. Análisis, o b. Prueba de acuerdo con la alternativa establecida en

Sección 13.2.5, o

- C. Experimente los datos de acuerdo con la alternativa establecida en la Sección 13.2.6.

**13.2.2 Requisitos especiales de certificación para sistemas sísmicos designados.** Se deben proporcionar certificaciones para los sistemas sísmicos designados asignados a las categorías de diseño sísmico C a F de la siguiente manera:

1. Los equipos mecánicos y eléctricos activos que deben permanecer operativos después del movimiento sísmico de diseño deben estar certificados por el fabricante como operativos, por lo que las partes activas o los componentes energizados deben estar certificados

Tabla 13.2-1 Requisitos aplicables para componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos: soportes y accesorios

Elemento no estructural (es decir, componente, soporte, accesorio)	Requisitos generales de diseño (Sección 13.2)	Requisitos de fuerza y desplazamiento (Sección 13.3)	Requisitos de Adjunto (Sección 13.4)	Requisitos de los componentes arquitectónicos (Sección 13.6)	Requisitos de componentes mecánicos y eléctricos (Sección 13.6)
Componentes arquitectónicos y soportes y fijaciones para componentes arquitectónicos		XXXX			
Componentes mecánicos y eléctricos	X	X	X		X
Soportes y fijaciones para componentes mecánicos y eléctricos	X	X	X		X

método aceptable para determinar la capacidad sísmica de los componentes y sus soportes y accesorios. Se considerará que la calificación sísmica mediante pruebas basadas en un procedimiento estándar de prueba reconocido a nivel nacional, como ICC-ES AC 156, aceptable para la autoridad competente, satisface los requisitos de diseño y evaluación, siempre que las capacidades sísmicas comprobadas sean iguales o excedan las demandas sísmicas determinadas, de acuerdo con las Secciones 13.3.1 y 13.3.2. Para la alternativa de prueba, la demanda sísmica máxima determinada de acuerdo con la Eq. (13.3-2) no se requiere que exceda 3.2IpWp.

13.2.6 Alternativa de datos de experiencia para la determinación de la capacidad sísmica. Como alternativa a los requisitos analíticos de las Secciones 13.2 a 13.6, el uso de datos de experiencia se considerará como un método aceptable para determinar la capacidad sísmica de los componentes y sus soportes y accesorios. Se considerará que la calificación sísmica por datos de experiencia basados en procedimientos reconocidos a nivel nacional aceptables para la Autoridad competente cumple con los requisitos de diseño y evaluación siempre que las capacidades sísmicas comprobadas sean iguales o excedan las demandas sísmicas determinadas de acuerdo con las Secciones 13.3.1 y 13.3.2.

13.2.7 Documentos de Construcción. Cuando la Tabla 13.2-1 requiera el diseño de componentes no estructurales o sus soportes y accesorios, dicho diseño debe mostrarse en los documentos de construcción preparados por un diseñador profesional registrado para uso del propietario, las autoridades competentes, los contratistas y los inspectores.

### 13.3 DEMANDAS SÍSMICAS EN NO ESTRUCTURALES COMPONENTES

#### 13.3.1 Fuerza de diseño sísmico

13.3.1.1 Fuerza Horizontal. La fuerza sísmica de diseño horizontal ( $F_p$ ) se aplicará en el centro de gravedad del componente y se distribuirá en relación con la distribución de masa del componente y se determinará de acuerdo con la ecuación. (13.3-1):

$$F_p = R_p I_p \frac{0.4apSDSWp}{z + 1 \pm 2h} \quad (13.3-1)$$

No se requiere que  $F_p$  se tome como mayor que  $F_p =$

$$1.6SDSIPWp \text{ y } F_p \text{ no se} \quad (13.3-2)$$

debe tomar como menor que

$$F_p = 0.3SDSIPWp \quad (13.3-3)$$

donde

$F_p$  = fuerza sísmica de diseño;

SDS = aceleración espectral, período corto, según lo determinado en la Sección 11.4.5;  $ap$  = factor de amplificación del componente que varía de 1,00 a 2,50 (seleccione el valor apropiado de la Tabla 13.5-1 o 13.6-1);  $I_p$  = Factor de Importancia del componente que varía de 1.00 a 1.50 (ver Sección 13.1.3);

$W_p$  = peso operativo del componente;  $R_p$  = factor de modificación de la respuesta del componente que varía de 1,00 a 12 (seleccione el valor apropiado de la Tabla 13.5-1 o 13.6-1);  $z$  = altura en estructura del punto de unión del componente con respecto a la base. Para artículos en o por debajo de la base,  $z$  se tomará como 0. El valor de  $z=h$  no necesita exceder 1.0;  $h$  = altura promedio del techo de la estructura con respecto a la base.

El factor de sobre resistencia,  $\gamma_0$ , en la Tabla 13.5-1 y la Tabla 13.6-1, es aplicable solo al anclaje de componentes al concreto y

mampostería donde lo exija la Sección 13.4.2 o las normas a las que se hace referencia en la misma y se aplicará de acuerdo con la Sección 12.4.3. Se permite que el factor de redundancia,  $\gamma$ , sea igual a 1, y no es necesario aplicar los factores de sobre resistencia de la Tabla 12.2-1.  $F_p$  se debe aplicar de forma independiente en al menos dos direcciones horizontales ortogonales en combinación con las cargas de servicio o de operación asociadas con el componente, según corresponda.

Sin embargo, para sistemas en voladizo vertical, se supondrá que  $F_p$  actúa en cualquier dirección horizontal.

13.3.1.2 Fuerza vertical. El componente se debe diseñar para una fuerza vertical concurrente de 0,2 SDSWP.

**EXCEPCIÓN:** La fuerza sísmica vertical concurrente no necesita tenerse en cuenta para los paneles de piso técnico y los paneles de cielo raso empotrados.

#### 13.3.1.3 Cargas no sísmicas. Donde cargas no sísmicas

componentes no estructurales excedan  $F_p$ , dichas cargas regirán el diseño de resistencia, pero se aplicarán los requisitos de detalle y las limitaciones prescritas en este capítulo.

13.3.1.4 Análisis dinámico. En lugar de las fuerzas determinadas de acuerdo con la ecuación. (13.3-1), las aceleraciones utilizadas para determinar las fuerzas de diseño para los componentes no estructurales pueden determinarse mediante uno de los siguientes métodos de análisis dinámico:

1. Procedimientos de análisis dinámico lineal de la Sección 12.9, 2.
- Procedimientos de historial de respuesta no lineal de los Capítulos 16, 17, y 18,
3. Espectros de respuesta de piso usando los procedimientos en la Sección 13.3.1.1 o 13.3.1.2. Cuando se utilice el enfoque de espectros de respuesta de piso alternativo de la Sección 13.3.1.2, los procedimientos y resultados estarán sujetos a una revisión por pares independiente de acuerdo con la Sección 1.3.1.3.4.

Las fuerzas sísmicas estarán de acuerdo con la ecuación. (13.3-4):

$$F_p = \frac{a_i a_p w_p}{R_p} \frac{H_{\text{hacha}}}{I_p} \quad (13.3-4)$$

La determinación de las aceleraciones de la estructura por estos métodos se realizará con  $R=1.0$ . Las fuerzas sísmicas para el análisis dinámico lineal o los procedimientos de historial de respuesta sísmica se calcularán de acuerdo con la ecuación. (13.3-4), donde  $a_i$  es la aceleración máxima en el nivel  $i$  obtenida del modal

análisis y donde  $A_x$  es el factor de amplificación torsional determinado por la ecuación. (12.8-14). Cuando se analice el análisis del historial de respuesta sísmica con al menos siete movimientos del suelo, se tomará  $a_i$  como el promedio de las aceleraciones máximas. Cuando se utilicen menos de siete movimientos, el valor máximo de aceleración para cada piso se basará en el valor máximo de

los movimientos del terreno analizados. Los límites superior e inferior de  $F_p$  determinados por las Ecs. Se aplicarán (13.3-2) y (13.3-3).

13.3.1.4.1 Espectros de respuesta de piso. Se permite determinar las aceleraciones del suelo a cualquier nivel mediante el cálculo de los espectros de respuesta del suelo. El espectro de respuesta del piso debe calcularse para el sismo de diseño en cada nivel de piso con base en un análisis del historial de respuesta sísmica de acuerdo con la Sección 12.9 o de acuerdo con los procedimientos de los Capítulos 16, 17 o 18. Para estructuras con sistemas de amortiguamiento diseñados de acuerdo con el Capítulo 18, se debe realizar un análisis del historial de respuesta al nivel del sismo de diseño utilizando los procedimientos de la Sección 18.3. El espectro de respuesta del suelo se calculará para cada registro de movimiento del suelo analizado. La aceleración del suelo,  $a_i$ , será la

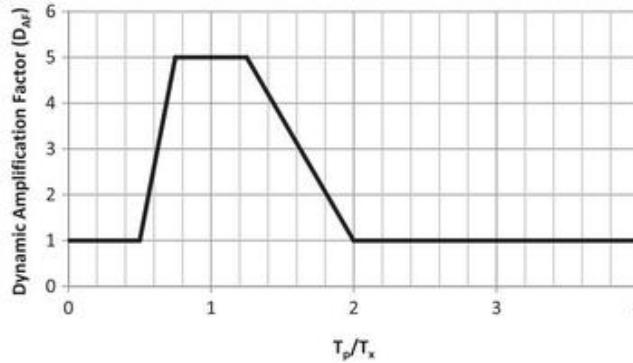


FIGURA 13.3-1 Factor de amplificación dinámica de componentes

valor máximo de aceleración de los espectros de respuesta del piso para el período del componente, y el valor de  $a_p$  se tomará como 1.0.

13.3.1.4.2 Espectros de respuesta de piso alternativo. Los períodos de vibración y las formas modales de la estructura deben calcularse para al menos los primeros tres modos en cada dirección ortogonal utilizando el procedimiento de análisis dinámico lineal modal de la Sección 12.9. Los factores de participación modal para cada uno de los tres primeros modos se calcularán en cada dirección.

El factor de amplificación dinámica del componente, DAF, determinado como la relación entre el período del componente,  $T_p$ , y el período modal del edificio,  $T_x$ , se determinará con base en la figura 13.3-1.

Para cada uno de los tres primeros modos en cada dirección, la aceleración modal en cada piso se calculará como función del período del componente no estructural basado en la ecuación. (13.3-5):

$$A_{ix} = p_i x S_{ai} DAF \quad (13.3-5)$$

donde  $A_{ix}$  es la aceleración de piso para el modo  $x$  en el nivel  $i$ ,  $p_i$  es el factor de participación modal para el modo  $x$  en el nivel  $i$  obtenido del análisis modal,  $S_{ai}$  es la aceleración espectral para el modo  $x$  y DAF es el factor de amplificación dinámica en función de la relación entre el período componente y el período de construcción para el modo  $x$  utilizando la figura 13.3-1.

El espectro de respuesta del piso debe tomarse como la aceleración máxima del piso en cada período modal del edificio para al menos los primeros tres modos, pero no menor que la aceleración espectral en la base del edificio.

La fuerza sísmica horizontal de diseño en cada dirección para un componente no estructural se determinará mediante la ecuación. (13.3-4) con el producto de  $a_{ip}$  reemplazado por  $A_{ix}$ , la aceleración del espectro de respuesta del piso para el período de vibración del componente no estructural en el nivel  $i$  en el que está anclado el componente no estructural.

13.3.2 Desplazamientos sísmicos relativos. Los efectos de los desplazamientos relativos sísmicos se deben considerar en combinación con los desplazamientos causados por otras cargas, según corresponda. Los desplazamientos relativos sísmicos,  $D_{pl}$ , se determinarán de acuerdo con la ecuación. (13.3-6):

$$D_{pl} = D_{ple} \quad (13.3-6)$$

donde

$I_e$  = el Factor de Importancia en la Sección 11.5.1, y  $D_p$  = desplazamiento determinado de acuerdo con las ecuaciones establecidas en las Secciones 13.3.2.1 y 13.3.2.2.

13.3.2.1 Desplazamientos dentro de Estructuras. Para dos puntos de conexión en la misma estructura A o el mismo sistema estructural,

uno a una altura  $h_x$  y el otro a una altura  $h_y$ ,  $D_p$  será determinado como

$$D_p = \dot{y}_x A \dot{y}_y A \quad (13.3-7)$$

Alternativamente, se permite determinar  $D_p$  usando procedimientos dinámicos lineales descritos en la Sección 12.9. No se requiere que  $D_p$  sea mayor que

$$D_p = \frac{\delta h_x \dot{y}_y A}{h_x} \quad (13.3-8)$$

13.3.2.2 Desplazamientos entre Estructuras. Para dos puntos de conexión en estructuras separadas A y B o sistemas estructurales separados, uno a una altura  $h_x$  y el otro a una altura  $h_y$ ,  $D_p$  será determinado como

$$D_p = j \dot{y}_x A j \dot{y}_y B j \quad (13.3-9)$$

No se requiere que  $D_p$  sea mayor que

$$D_p = \frac{h_x \dot{y}_A}{\beta h_x} \frac{h_y \dot{y}_B}{h_x} \quad (13.3-10)$$

donde

$D_p$  = desplazamiento sísmico relativo que debe adaptarse al diseño del componente;  $\dot{y}_A$  = flecha al nivel del edificio  $x$  de la estructura A, determinada en

de acuerdo con la Ec. (12.8-15);

$\dot{y}_B$  = flecha al nivel del edificio  $y$  de la estructura B, determinada en acuerdo con la Ec. (12.8-15);

$\dot{y}_B$  = deflexión en el nivel de construcción  $y$  de la estructura B, determinada de acuerdo con la Ec. (12.8-15);  $h_x$  = altura del nivel  $x$  a la que se encuentra el punto de conexión superior adjunto;

$h_y$  = altura del nivel  $y$  a la que se encuentra el punto de conexión inferior adjunto;

$\dot{y}_A$  = desplazamiento de piso permisible para la estructura A como se define en la Tabla 12.12-1;  $\dot{y}_B$  = desplazamiento de piso permisible para la estructura B como se define en la Tabla 12.12-1;  $y_{hsx}$  = altura de piso utilizada en la definición de la deriva permisible  $\dot{y}_A$  en la Tabla 12.12-1. Tenga en cuenta que  $\dot{y}_A = h_{sx}$  = el índice de deriva.

Los efectos de los desplazamientos relativos sísmicos se deben considerar en combinación con los desplazamientos causados por otras cargas, según corresponda.

13.3.3 Período del Componente. El período fundamental del componente no estructural (incluidos sus soportes y la fijación a la estructura),  $T_p$ , se determinará mediante la siguiente ecuación, siempre que el componente, los soportes y la fijación puedan representarse analíticamente de manera razonable mediante un resorte simple y una masa de un solo grado. -sistema de libertad:

$$T_p = 2 \frac{\sqrt{W_p}}{K_{pg} s} \quad (13.3-11)$$

donde

$T_p$  = período fundamental del componente;  
 $W_p$  = peso operativo del componente;

$g$  = aceleración gravitatoria; y  $K_p$  = rigidez combinada del componente, los soportes y los accesorios, determinada en términos de carga por unidad de deflexión en el centro de gravedad del componente.

Alternativamente, se permite determinar el período fundamental del componente,  $T_p$ , en segundos a partir de datos de pruebas experimentales o mediante un análisis debidamente fundamentado.

#### 13.4 ANCLAJE DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

Los componentes no estructurales y sus soportes deben unirse (o anclarse) a la estructura de acuerdo con los requisitos de esta sección, y la unión debe cumplir con los requisitos para el material de base como se establece en otra parte de esta norma.

Excepto donde esté permitido en la Sección 13.6.12, los accesorios de los componentes deben atornillarse, soldarse o sujetarse positivamente de otro modo sin tener en cuenta la resistencia por fricción producida por los efectos de la gravedad. Se debe proporcionar una trayectoria de carga continua de suficiente resistencia y rigidez entre el componente y la estructura de soporte. Los elementos locales de la estructura, incluidas las conexiones, deben diseñarse y construirse para las fuerzas componentes cuando éstas controlen el diseño de los elementos o sus conexiones. Las fuerzas componentes serán las determinadas en el apartado 13.3.1. Los documentos de diseño deberán incluir suficiente información relacionada con los accesorios para verificar el cumplimiento de los requisitos de esta sección.

13.4.1 Fuerza de diseño en el accesorio. La fuerza en el accesorio debe determinarse con base en las fuerzas y desplazamientos prescritos para el componente según lo determinado en las Secciones 13.3.1 y 13.3.2, excepto que  $R_p$  no debe tomarse como mayor que 6.

##### 13.4.2 Anclajes en concreto o mampostería

13.4.2.1 Anclajes en Concreto. Los anclajes en concreto deben diseñarse de acuerdo con el Capítulo 17 de ACI 318.

13.4.2.2 Anclajes en Mampostería. Los anclajes en mampostería deben diseñarse de acuerdo con TMS 402. Los anclajes deben diseñarse para regirse por la resistencia a la tracción o al corte de un elemento de acero dúctil.

**EXCEPCIÓN:** Se permitirá que los anclajes se diseñen de manera que

1. el soporte o componente que el anclaje está conectando a la estructura sufre una fluencia dúctil a un nivel de carga correspondiente a fuerzas de anclaje no mayores que la resistencia de diseño de los anclajes, o 2. los anclajes deben estar diseñados para resistir las combinaciones de carga en de acuerdo con la Sección 12.4.3 incluyendo  $\gamma_0$  como se indica en las Tablas 13.5-1 y 13.6-1.

13.4.2.3 Anclajes instalados posteriormente en concreto y mampostería. Los anclajes instalados posteriormente en concreto deben estar precalificados para aplicaciones sísmicas de acuerdo con ACI 355.2 u otros procedimientos de calificación aprobados. Los anclajes instalados posteriormente en mampostería deben estar precalificados para aplicaciones sísmicas de acuerdo con los procedimientos de calificación aprobados.

13.4.3 Condiciones de instalación. La determinación de las fuerzas en los accesorios deberá tener en cuenta las condiciones previstas de instalación, incluidas las excentricidades y los efectos de palanca.

13.4.4 Archivos adjuntos múltiples. La determinación de la distribución de fuerzas de múltiples accesorios en un lugar debe tener en cuenta la rigidez y la ductilidad del componente,

soportes de componentes, archivos adjuntos y estructura y la capacidad de redistribuir cargas a otros archivos adjuntos en el grupo. Se considerará que los diseños de anclaje en concreto de acuerdo con el Capítulo 17 de ACI 318 satisfacen este requisito.

13.4.5 Sujetadores accionados por energía. Los sujetadores accionados por potencia en concreto o acero no deben usarse para cargas de tensión sostenida o para aplicaciones de riostras en las categorías de diseño sísmico D, E o F, a menos que estén aprobados para cargas sísmicas. No se permiten sujetadores accionados por energía en mampostería a menos que estén aprobados para cargas sísmicas.

##### EXCEPCIONES:

1. Sujetadores accionados eléctricamente en concreto que se utilizan para soportar aplicaciones de plafones suspendidos de losetas acústicas o paneles colocados y sistemas distribuidos donde la carga de servicio en cualquier sujetador individual no excede las 90 lb (400 N), y
2. Sujetadores accionados por potencia en acero donde la carga de servicio en cualquier sujetador individual no excede las 250 lb (1,112 N).

13.4.6 Clips de fricción. Los clips de fricción en las categorías de diseño sísmico D, E o F no se deben usar para soportar cargas permanentes además de resistir fuerzas sísmicas. Se permiten abrazaderas tipo C para vigas y bridas grandes para soportes colgantes, siempre que estén equipados con correas de sujeción equivalentes a las especificadas en NFPA 13, Sección 9.3.7. Se deben proporcionar tuercas de seguridad o equivalentes para evitar que se aflojen las conexiones roscadas.

#### 13.5 COMPONENTES ARQUITECTÓNICOS

13.5.1 Generalidades. Los componentes arquitectónicos y sus soportes y accesorios deberán satisfacer los requisitos de esta sección. Los coeficientes apropiados se seleccionarán de la Tabla 13.5-1.

**EXCEPCIÓN:** No se requiere que los componentes sostenidos por cadenas o suspendidos de la estructura satisfagan los requisitos de fuerza sísmica y desplazamiento relativo, siempre que cumplan con todos los siguientes criterios:

1. La carga de diseño para dichos elementos será igual a 1,4 veces el peso operativo actuando hacia abajo con una carga horizontal simultánea igual a 1,4 veces el peso operativo.  
La carga horizontal se debe aplicar en la dirección que resulte en la carga más crítica para el diseño.
2. Los efectos de la interacción sísmica se considerarán de acuerdo con la Sección 13.2.3.
3. La conexión a la estructura deberá permitir un rango de 360 grados de movimiento en el plano horizontal.

13.5.2 Fuerzas y desplazamientos. Todos los componentes arquitectónicos, y sus soportes y accesorios, deben diseñarse para las fuerzas sísmicas definidas en la Sección 13.3.1.

Los componentes arquitectónicos que puedan representar un peligro para la seguridad de la vida deben estar diseñados para adaptarse a los requisitos de desplazamiento relativo sísmico de la Sección 13.3.2. Los componentes arquitectónicos se diseñarán considerando la deflexión vertical causada por la rotación conjunta de los miembros estructurales en voladizo.

13.5.3 Elementos y conexiones de paredes exteriores no estructurales. Los paneles o elementos de muros exteriores no estructurales que se unen a la estructura o la encierran deben estar diseñados para acomodar los desplazamientos sísmicos relativos definidos en la Sección 13.3.2 y los movimientos causados por los cambios de temperatura.

Tabla 13.5-1 Coeficientes para Componentes Arquitectónicos

Componente Arquitectónico	$ap^a$	$Rp$	$y_0^B$
Paredes interiores no estructurales y tabiques			
Muros de mampostería simple (sin refuerzo)	1 1½ 1½		
Todas las demás paredes y tabiques	1 2½ 2		
Elementos en voladizo (no arriostrados o arriostrados a elementos estructurales) marco debajo de su centro de masa)			
Pareamentos y paredes interiores no estructurales en voladizo	2½ 2½	2	
Chimeneas donde lateralmente arriostradas o soportadas por marco estructural	2½ 2½ el	2	
Elementos en voladizo (ariostrados al marco estructural arriba su centro de masa)			
parapetos	1 2½ 1	2	
chimeneas	2½ 1b 2½	2	
Paredes exteriores no estructuralesc		2	
Elementos de muro exterior no estructural y conexionesb			
Elemento de pared	1 2½ NA		
Conexiones del cuerpo del panel de pared	1 2½ NA		
Sujetadores del sistema de conexión.	1½ 1 1		
Chapa			
Elementos y accesorios de deformabilidad limitada	1 2½ 1	2	
Elementos y accesorios de baja deformabilidad	1½ 2½ 3½	2	
Áticos (excepto enmarcados por una ampliación de el marco del edificio) techos		2	
Todos	1 2½	2	
Gabinetes			
Armarios de almacenamiento permanentes apoyados en el suelo más de más de 6 pies (1829 mm) de altura, incluido el contenido	1 2½	2	
Estantería de biblioteca permanente apoyada en el suelo, libro pilas y estanterías de más de 6 pies (1829 mm) alto, incluido el contenido	1 2½	2	
Equipos de laboratorio	1 2½	2	
Pisos técnicos			
Suelos técnicos especiales (diseñados de acuerdo con Sección 13.5.7.2)	1 2½	2	
Todos los demás	1 1½ 1½		
Apéndices y ornamentaciones	2½ 2½ 2		
Rótulos y vallas publicitarias	2½ 3 2		
Otros componentes rígidos			
Elementos y aditamentos de alta deformabilidad	1 3½ 2		
Elementos y accesorios de deformabilidad limitada	1 2½ 2		
Materiales y aditamentos de baja deformabilidad	1 1½ 1½		
Otros componentes flexibles			
Elementos y accesorios de alta deformabilidad 2½ 3½ 2½			
Elementos y accesorios de deformabilidad limitada 2½ 2½ 2½			
Materiales y accesorios de baja deformabilidad 2½ 1½ 1½			
Escaleras de salida que no forman parte del edificio sísmico sistema resistente a la fuerza	1 2½ 2		
Sujetadores y accesorios para escaleras y rampas de salida 2½ 2½ 2½			

<sup>a</sup> No se utilizará un valor más bajo para  $ap$  a menos que esté justificado por dinámicas detalladas. análisis. El valor de  $ap$  no debe ser inferior a 1. El valor de  $ap = 1$  es para componentes rígidos y componentes unidos rígidamente. El valor de  $ap = 2\%$  es para componentes flexibles y componentes fijados de forma flexible.

<sup>b</sup> Sobreresistencia donde se requiera para anclajes no dúctiles al concreto y albañilería. Consulte la Sección 12.4.3 para conocer los efectos de la carga sísmica, incluida la sobreresistencia.

<sup>c</sup> Donde los diafragmas flexibles brindan soporte lateral para concreto o mampostería paredes y tabiques, las fuerzas de diseño para el anclaje al diafragma deben ser como se especifica en la Sección 12.11.2.

Dichos elementos se sustentarán por medio de acciones positivas y directas. soportes estructurales o por conexiones mecánicas y sujetadores en acuerdo con los siguientes requisitos:

1. Las conexiones y las juntas de los paneles deberán permitir el piso deriva causada por desplazamientos sísmicos relativos ( $Dpl$ )

determinado en la Sección 13.3.2, o 0,5 pulg. (13 mm), lo que sea mayor.

2. Las conexiones que acomodan la historia se desplazan a través del deslizamiento. mecanismos o doblado de varillas roscadas de acero deben satisfacer la siguiente:

un. Las varillas roscadas o los pernos se fabricarán con bajo contenido de carbono. o acero inoxidable. Donde el acero al carbono trabajado en frío se utilizan varillas roscadas, las varillas fabricadas deben cumplir o exceder la reducción de área, elongación y requisitos de resistencia a la tracción de la norma ASTM F1554, grado 36. También se permitirán varillas de grado 55 siempre que cumplen los requisitos del Suplemento 1; y

B. Cuando se utilicen varillas roscadas que conectan el panel con los soportes en conexiones mediante ranurado o sobredimensionado orificios, las varillas deberán tener una relación de longitud a diámetro de 4 o menos, donde la longitud es la distancia libre entre las tuercas o placas roscadas. Las ranuras o agujeros sobredimensionados debe ser proporcionado para acomodar la totalidad en el plano deriva de la historia del diseño en cada dirección, las tuercas se instalado con los dedos, y un medio positivo para prevenir se utilizará la tuerca de retroceso; y

C. Conexiones que se adaptan a la deriva de la historia mediante la flexión de varillas roscadas deberá satisfacer la Ec. (13.5-1):

$$\delta L = dP = Dpl \geq 6,0\% l = in: \quad (13.5-1)$$

$$\delta L = dP = Dpl \geq 0,24\% l = mm \quad (13.5-1.si)$$

donde:

$L$  = longitud libre de varilla entre tuercas o roscada placas [pulg. (mm)];  
 $d$  = diámetro de la varilla [pulg. (mm)]; y

$Dpl$  = desplazamiento sísmico relativo que la conexión debe estar diseñado para acomodar [pulg. (mm)].

3. El propio miembro de conexión deberá tener suficiente ductilidad y la capacidad de rotación para evitar la fractura del hormigón o fallas frágiles en o cerca de las soldaduras.

4. Todos los sujetadores en el sistema de conexión, como pernos, insertos, soldaduras y pasadores, y el cuerpo de los conectores debe ser diseñado para la fuerza ( $Fp$ ) determinada por la Sección 13.3.1 con valores de  $Rp$ ,  $ap$  y  $y_0$  tomados de la Tabla 13.5-1 aplicado en el centro de masa del panel. la conexión El sistema debe incluir tanto las conexiones entre la pared paneles o elementos y la estructura y las interconexiones entre paneles o elementos de pared.

5. Cuando el anclaje se logre usando correas planas incrustadas en hormigón o mampostería, dichas correas se sujetarán o enganchado alrededor de acero de refuerzo o terminado de otra manera como para transferir efectivamente fuerzas al acero de refuerzo o para asegúrese de que la extracción del anclaje no sea la falla inicial mecanismo.

13.5.4 Vidrio. El vidrio en muros cortina vidriados y escaparates debe estar diseñado e instalado para acomodar sin romperse o desalojo el requisito de desplazamiento relativo de Sección 13.5.9.

Donde el vidrio está asegurado al marco del sistema de ventanas por medio de acristalamiento sellador estructural, los requisitos contenidos en también se aplicarán las normas de referencia enumeradas en la Tabla 13.5-2 .

13.5.5 Flexión fuera del plano. Transversal o fuera del plano flexión o deformación de un componente o sistema que es sometido a fuerzas como se determina en la Sección 13.5.2 deberá

Tabla 13.5-2 Normas de referencia para vidriado de sellador estructural

## ASTM

C1087-00 Método de prueba para determinar la compatibilidad de líquidos aplicados Selladores con accesorios utilizados en sistemas de acristalamiento estructural
C1135-00 Método de prueba para determinar las propiedades de adherencia a la tracción de un Selladores Estructurales
C1184-14 Especificación para selladores de silicona estructural
C1265-94 Método de prueba para determinar las propiedades de tracción de un Sello de borde de vidrio aislante para aplicaciones de acristalamiento estructural
C1294-07 Método de prueba para la compatibilidad de selladores de bordes de vidrio aislante con materiales de acristalamiento de aplicación líquida
C1369-07 Especificación para selladores de bordes secundarios para acristalamiento estructural Unidades de vidrio aislante

no exceda la capacidad de deflexión del componente o sistema.

13.5.6 Techos suspendidos. Los techos suspendidos deben estar de acuerdo con esta sección.

## EXCEPCIONES:

1. Los techos suspendidos con áreas menores o iguales a 144 pies<sup>2</sup> (13,4 m<sup>2</sup>) que están rodeados por paredes o sofitos que están arriostrados lateralmente a la estructura superior están exentos de los requisitos de esta sección.
2. Los techos suspendidos construidos con paneles de yeso fijados con tornillos o clavos en un nivel que están rodeados y conectados a paredes o sofitos que están arriostrados lateralmente a la estructura superior están exentos de los requisitos de esta sección.

13.5.6.1 Fuerzas sísmicas. El peso del techo, W<sub>p</sub>, debe incluir la rejilla del techo; tejas o paneles de techo; artefactos de iluminación si están unidos, enganchados o soportados lateralmente por la rejilla del techo; y otros componentes que están soportados lateralmente por el techo.

**W<sub>p</sub> debe tomarse como no menos de 4 psf (192 N=m<sup>2</sup>).**

La fuerza sísmica, F<sub>p</sub>, se transmitirá a través de los accesorios del techo a los elementos estructurales del edificio o al límite entre el techo y la estructura.

13.5.6.2 Construcción estándar de la industria para cielos rasos de losetas acústicas o paneles colocados. A menos que estén diseñados de acuerdo con la Sección 13.5.6.3, o calificados sísmicamente de acuerdo con la Sección 13.2.5 o 13.2.6, los cielos rasos de losetas acústicas o paneles colocados deben diseñarse y construirse de acuerdo con esta sección.

13.5.6.2.1 Categoría de diseño sísmico C. Los cielos rasos de losetas acústicas o paneles colocados en estructuras asignadas a la Categoría de diseño sísmico C deben diseñarse e instalarse de acuerdo con las normas ASTM C635, ASTM C636 y ASTM E580, Sección 5—Categoría de diseño sísmico C.

13.5.6.2.2 Categorías de diseño sísmico D a F. Los cielos rasos de losetas acústicas o paneles colocados en estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E y F se deben diseñar e instalar de acuerdo con las normas ASTM C635, ASTM C636 y ASTM E580 , Sección 5—Categorías de diseño sísmico D, E y F modificadas por esta sección.

Los cielos rasos de losetas acústicas o paneles colocados también deben cumplir con lo siguiente:

- un. El ancho del canal o ángulo de cierre de soporte perimetral no debe ser inferior a 2,0 pulgadas (50 mm), a menos que se utilicen clips de soporte perimetral calificados. Ángulos de cierre

o los canales deben atornillarse o unirse positivamente de otro modo a los montantes de la pared u otras estructuras de soporte. Los clips de soporte del perímetro deben calificarse de acuerdo con los criterios de prueba aprobados según la Sección 13.2.5. Los clips de soporte perimetrales deben sujetarse al ángulo o canal de cierre de soporte con un mínimo de dos tornillos por clip y deben instalarse alrededor de todo el perímetro del techo. En cada dirección horizontal orthogonal, un extremo de la suspensión del cielorraso se debe unir al ángulo de cierre, canal o abrazadera de soporte perimetral. El otro extremo de la suspensión del techo en cada dirección horizontal deberá tener un mínimo de 0,75 pulg. (19 mm) de espacio libre de la pared y debe descansar sobre un ángulo de cierre, canal o clip de soporte perimetral y deslizarse libremente sobre él. B. Para áreas de techo que superen los 232 m<sup>2</sup> (2500 pies<sup>2</sup>), una junta de separación sísmica o tabique de altura completa que divida el techo en áreas que no excedan los 232 m<sup>2</sup> (2500 pies<sup>2</sup>), cada una con una relación entre la dimensión larga y la corta menor o igual a 4, a menos que se realicen análisis estructurales del sistema de arriostramiento del techo para las fuerzas sísmicas prescritas que demuestren que las penetraciones del techo y los ángulos o canales de cierre proporcionan suficiente espacio libre para acomodar el desplazamiento lateral anticipado. Cada área debe estar provista de ángulos de cierre o canales de acuerdo con la Sección 13.5.6.2.2.a y restricciones horizontales o

vigorizante.

13.5.6.3 Construcción Integral. Como alternativa a proporcionar grandes espacios libres alrededor de las penetraciones del sistema de rociadores a través de los techos, se permite que el sistema de rociadores y la rejilla del techo se diseñen y se unan como una unidad integral. Tal diseño deberá considerar la masa y la flexibilidad de todos los elementos involucrados, incluidos el techo, el sistema de rociadores, los artefactos de iluminación y los accesorios mecánicos (HVACR). Dicho diseño deberá ser realizado por un profesional de diseño registrado.

## 13.5.7 Pisos de Acceso

13.5.7.1 Generalidades. El peso del piso de acceso, W<sub>p</sub>, debe incluir el peso del sistema de piso, el 100 % del peso de todo el equipo sujeto al piso y el 25 % del peso de todo el equipo soportado pero no sujeto al piso. La fuerza sísmica, F<sub>p</sub>, se transmitirá desde la superficie superior del piso de acceso a la estructura de soporte.

También se deben considerar los efectos de vuelco del equipo fijado a los paneles del piso técnico. Se evaluará la capacidad de los cabezales “deslizantes” para pedestales para determinar su idoneidad para transferir los efectos de vuelco del equipo.

Cuando se verifiquen los efectos de vuelco de los pedestales individuales, la carga axial simultánea máxima no debe exceder la porción de W<sub>p</sub> asignada al pedestal en consideración.

13.5.7.2 Pisos Especiales de Acceso. Los suelos técnicos se considerarán “suelos técnicos especiales” si están diseñados para cumplir con las siguientes consideraciones:

1. Las conexiones que transmiten cargas sísmicas consisten en sujetadores mecánicos, anclajes que cumplen con los requisitos del Capítulo 17 de ACI 318, soldadura o soporte. Las capacidades de carga de diseño cumplen con códigos de diseño reconocidos y/o resultados de pruebas certificadas.
2. Las cargas sísmicas no se transmiten por fricción, sujetadores accionados por energía, adhesivos o por fricción producida únicamente por los efectos de la gravedad.
3. El análisis de diseño del sistema de arriostramiento incluye los efectos desestabilizadores de miembros individuales que se pandean en compresión.

4. Los arriostramientos y pedestales tienen formas estructurales o mecánicas producidas según las especificaciones de ASTM que especifican propiedades mecánicas mínimas. No se utilizará tubería eléctrica.
5. Se utilizan largueros de piso que están diseñados para soportar cargas sísmicas axiales y que se sujetan mecánicamente a los pedestales de soporte.

#### 13.5.8 Particiones

13.5.8.1 Generalidades. Las particiones que están sujetas al cielorraso y todas las particiones de más de 1,8 m (6 pies) de altura deben estar apuntaladas lateralmente a la estructura del edificio. Dicho arriostramiento deberá ser independiente de cualquier arriostramiento de fuerza lateral del techo. El arriostramiento debe estar espaciado para limitar la deflexión horizontal en el cabezal de la partición para que sea compatible con los requisitos de deflexión del cielorraso según se determina en la Sección 13.5.6 para cielorrasos suspendidos y en otras partes de esta sección para otros sistemas.

**EXCEPCIÓN:** Particiones que cumplen con todas las siguientes condiciones:

1. La altura de la partición no supera los 9 pies (2740 mm).
2. El peso lineal de la partición no excede el producto de 10 lb (0,479 kN) por la altura [pies (m)] de la partición.
3. La carga sísmica horizontal de la partición no supera las 5 libras por pie cuadrado (0,24 kN=m<sup>2</sup>).

13.5.8.2 Vidrio. El vidrio en las particiones vidriadas se debe diseñar e instalar de acuerdo con la Sección 13.5.9.

13.5.9 Vidrio en muros cortina vidriados, escaparates vidriados y tabiques vidriados

13.5.9.1 Generalidades. El vidrio en muros cortina vidriados, escaparates vidriados y tabiques vidriados deberá cumplir con el requisito de desplazamiento relativo de la ecuación. (13.5-2):

$$\gamma_{\text{caída}} \geq 1.25D_{\text{pl}} \quad (13.5-2)$$

o 0,5 pulg. (13 mm), lo que sea mayor, donde:

$\gamma_{\text{fallout}}$  = el desplazamiento sísmico relativo (deriva) en el que se produce el desprendimiento de vidrio del muro cortina, el muro del escaparate o el tabique (Sección 13.5.9.2);  $D_{\text{pl}}$  = el desplazamiento sísmico relativo para el que se debe diseñar el componente (Sección 13.3.2) ( $D_{\text{pl}}$  se debe aplicar sobre la altura del componente de vidrio en consideración);  $e$  = el Factor de Importancia determinado de acuerdo con la Sección 11.5.1.

#### EXCEPCIONES:

1. Vidrio con suficientes separaciones de su marco de tal manera que el contacto físico entre el vidrio y el marco no ocurre en la deriva de diseño, como lo demuestra la ecuación. (13.5-3), no es necesario cumplir con este requisito:

$$D_{\text{claro}} \geq 1.25D_{\text{pl}} \quad (13.5-3)$$

donde  $D_{\text{clear}}$  = desplazamiento horizontal relativo (deriva), medido sobre la altura del panel de vidrio en consideración, que provoca el contacto inicial entre el vidrio y el marco. Para paneles de vidrio rectangulares dentro de un marco de pared rectangular,

$$D_{\text{clear}} = 2c_1 1 + b c_2 \quad hpc2$$

donde

$hp$  = la altura del panel de vidrio rectangular;  $bp$  = el ancho del panel de vidrio rectangular;  $c_1$  = el promedio de las holguras (huecos) en ambos lados entre los bordes verticales del vidrio y el marco; y  $c_2$  = el promedio de las holguras (espacios) en la parte superior e inferior entre los bordes horizontales del vidrio y el marco.

2. El vidrio monolítico completamente templado en las categorías de riesgo I, II y III ubicado a no más de 10 pies (3 m) por encima de una superficie para caminar no necesita cumplir con este requisito.
3. Vidrio laminado recocido o termoendurecido de un solo espesor con una capa intermedia de no menos de 0,030 pulg. (0,76 mm) que se captura mecánicamente en una bolsa de cristalamiento del sistema de pared, y cuyo perímetro se asegura al marco mediante un vidriado húmedo, que se puede aplicar con pistola. , un cordón perimetral de sellador elastomérico de curado de 0,5 pulg. (13 mm) de ancho mínimo de contacto con el vidrio u otro sistema de anclaje aprobado no necesita cumplir con este requisito.

13.5.9.2 Límites de deriva sísmica para componentes de vidrio.  $\gamma_{\text{caída}}$ , la deriva que causa la caída del vidrio del muro cortina, el frente de la tienda o la partición, debe determinarse de acuerdo con AAMA 501.6 o mediante análisis de ingeniería.

13.5.10 Escaleras y rampas de salida. Las escaleras y rampas de egreso que no forman parte del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas de la estructura a la que están unidas deben detallarse para adaptarse a los desplazamientos sísmicos relativos,  $D_{\text{pl}}$ , definidos en la Sección 13.3.2, incluida la deformación del diafragma. Se supondrá que el desplazamiento relativo neto ocurre en cualquier dirección horizontal. Dichos elementos se apoyarán mediante apoyos estructurales positivos y directos o mediante conexiones mecánicas y fijaciones de acuerdo con los siguientes requisitos:

- un. Las conexiones deslizantes con orificios ranurados o sobredimensionados, los soportes de cojinetes deslizantes con ensamblajes de retención o topes finales y las conexiones que permiten el movimiento por deformación de los accesorios metálicos, deben adaptarse a un desplazamiento  $D_{\text{pl}}$ , pero no inferior a 0,5 pulg. (13 mm), sin pérdida de soporte vertical o inducción de fuerzas de compresión relacionadas con el desplazamiento en la escalera.
- B. Los soportes de rodamientos deslizantes sin conjuntos de guarda o topes finales deben estar diseñados para acomodar un desplazamiento de 1,5  $D_{\text{pl}}$ , pero no menos de 1,0 pulg. (25 mm) sin pérdida de soporte vertical. Se permiten las restricciones de ruptura si su falla no conduce a la pérdida del soporte vertical. C. Los soportes metálicos se diseñarán con capacidad de rotación para adaptarse a los desplazamientos sísmicos relativos según se define en el inciso b. La resistencia de dichos soportes metálicos no debe estar limitada por el corte del perno, la fractura de la soldadura u otros modos de fragilidad. D. Todos los sujetadores y accesorios, como pernos, insertos, soldaduras, pasadores y anclajes, deben diseñarse para las fuerzas sísmicas de diseño determinadas de acuerdo con la Sección 13.3.1 con  $R_p$ ,  $a_p$  y  $\gamma_0$  como se indica en la Tabla 13.5-1.

**EXCEPCIÓN:** Si no se proporcionan conexiones deslizantes o dúctiles para adaptarse a los desplazamientos relativos sísmicos, la rigidez y la resistencia de la estructura de la escalera o rampa se incluirán en el modelo estructural del edificio de la Sección 12.7.3, y

la escalera se debe diseñar con  $\ddot{y}_0$  correspondiente a la sísmica sistema resistente a la fuerza pero no menos de 2 y 1=2.

### 13.6 MECÁNICA Y ELÉCTRICA COMPONENTES

**13.6.1 Generalidades.** Componentes mecánicos y eléctricos y sus soportes deberán satisfacer los requisitos de esta sección. La fijación de componentes mecánicos y eléctricos y sus soportes a la estructura deben cumplir con los requisitos de Sección 13.4. Los coeficientes apropiados se seleccionarán de Tabla 13.6-1.

**EXCEPCIÓN:** artefactos de iluminación, letreros luminosos y ventiladores de techo no conectados a conductos o tuberías, que están sostenidos por cadenas o suspendido de la estructura, no están obligados a satisfacer los requisitos de fuerza sísmica y desplazamiento relativo siempre que cumplan con todos los siguientes criterios:

1. La carga de diseño para dichos elementos será igual a 1,4 veces el peso operativo actuando hacia abajo con un simultáneo carga horizontal igual a 1,4 veces el peso operativo.  
La carga horizontal se debe aplicar en la dirección que resulta en la carga más crítica para el diseño.
2. Los efectos de la interacción sísmica se considerarán de acuerdo con la Sección 13.2.3.

Tabla 13.6-1 Coeficientes sísmicos para componentes mecánicos y eléctricos

Componentes	$ap^a$	$Rp^b$	$\ddot{y}_0^c$
<b>COMPONENTES MECÁNICOS Y ELÉCTRICOS</b>			
HVACR del lado del aire, ventiladores, controladores de aire, unidades de aire acondicionado, calentadores de gabinete, cajas de distribución de aire y otros componentes mecánicos construido con estructura de chapa	2½	6	2
HVACR de lado húmedo, calderas, hornos, depósitos y depósitos atmosféricos, enfriadores, calentadores de agua, intercambiadores de calor, evaporadores, aire separadores, equipos de fabricación o proceso y otros componentes mecánicos construidos con materiales de alta deformabilidad	1	2½	2
Enfriadores de aire (ventiladores de aletas), intercambiadores de calor enfriados por aire, unidades de condensación, enfriadores secos, radiadores remotos y otros dispositivos mecánicos componentes elevados sobre soportes de chapa o acero estructural integral	2½	3	1½
Motores, turbinas, bombas, compresores y recipientes a presión no soportados sobre faldas y fuera del alcance del Capítulo 15		2½	2
Recipientes a presión con faldones no incluidos en el ámbito del Capítulo 15	1	2½	2
Componentes de ascensores y escaleras mecánicas	2½	2½	2
Generadores, baterías, inversores, motores, transformadores y otros componentes eléctricos construidos con materiales de alta deformabilidad	1 1	2½	2
Centros de control de motores, tableros de distribución, interruptores, gabinetes de instrumentación y otros componentes construidos con estructuras de láminas de metal 2½		6	2
Equipos de comunicación, computadoras, instrumentación y controles.	1	2½	2
Chimeneas montadas en el techo, torres eléctricas y de enfriamiento arriostadas lateralmente debajo de su centro de masa	2½	3	2
Chimeneas montadas en el techo, torres eléctricas y de enfriamiento arriostadas lateralmente sobre su centro de masa	1 1	2½	2
Aparatos de iluminación		1½	2
Otros componentes mecánicos o eléctricos	1	1½	2
<b>COMPONENTES Y SISTEMAS CON AISLAMIENTO DE VIBRACIONES</b>			
Componentes y sistemas aislados mediante elementos de neopreno y suelos aislados de neopreno con snubbing elastomérico incorporado o separado dispositivos o topes perimetrales resilientes	2½	2½	2
Componentes y sistemas con aislamiento de resortes y pisos con aislamiento de vibraciones estrechamente restringidos usando elastoméricos integrados o separados. dispositivos de amortiguación o topes perimetrales resilientes	2½	2	2
Componentes y sistemas aislados internamente	2½	2	2
Equipo aislado de vibraciones suspendido, incluidos dispositivos de conductos en línea y componentes aislados internamente suspendidos	2½	2½	2
<b>SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN</b>			
Tuberías de acuerdo con ASME B31 (2001, 2002, 2008 y 2010), incluidos los componentes en línea con uniones hechas por soldadura o soldadura	2½	12	2
Tuberías de acuerdo con ASME B31, incluidos los componentes en línea, construidas con materiales de deformabilidad alta o limitada, con uniones hechas por roscado, unión, acoplamientos de compresión o acoplamientos ranurados	2½	6	2
Tuberías y tubos que no cumplen con ASME B31, incluidos los componentes en línea, construidos con materiales de alta deformabilidad, con uniones hechas por soldadura o soldadura fuerte	2½	9	2
Tuberías y tubos que no cumplen con ASME B31, incluidos los componentes en línea, construidos con deformabilidad alta o limitada materiales, con juntas hechas por roscado, unión, acoplamientos de compresión o acoplamientos ranurados	2½	4½	2
Tuberías y tubos construidos con materiales de baja deformabilidad, como hierro fundido, vidrio y plásticos no dúctiles	2½	3	2
Ductos, incluidos los componentes en línea, construidos con materiales de alta deformabilidad, con uniones hechas por soldadura o soldadura fuerte.	2½	9	2
Ductos, incluidos los componentes en línea, construidos con materiales de deformabilidad alta o limitada con juntas hechas por otros medios que la soldadura o la soldadura fuerte	2½	6	2
Ductos, incluidos los componentes en línea, construidos con materiales de baja deformabilidad, como hierro fundido, vidrio y materiales no dúctiles. plástica	2½	3	2
Conductos eléctricos y bandejas portacables	2½		2
conductos de bus	1 1	6	2
Plomería		2½	2
Sistemas de transporte de tubos neumáticos	2½	2½ 6	2

<sup>a</sup> Se permite un valor más bajo para ap cuando se justifique mediante análisis dinámicos detallados. El valor de ap no debe ser inferior a 1. El valor de ap igual a 1 es para rígidos componentes y componentes unidos rígidamente. El valor de ap igual a 2½ es para componentes flexibles y componentes unidos de forma flexible.

<sup>b</sup> Los componentes montados en aisladores de vibración deben tener un tope o amortiguador en cada dirección horizontal. La fuerza de diseño debe tomarse como  $2F_p$  si el espacio libre nominal (entrehielro) entre el marco de soporte del equipo y la restricción es superior a 0,25 pulg. (6 mm). Si el juego nominal especificado en el documento de construcción no es superior a 0,25 pulg. (6 mm), se permite tomar la fuerza de diseño como  $F_p$ .

<sup>c</sup> Soberresistencia según se requiera para el anclaje al concreto y la mampostería. Consulte la Sección 12.4.3 para conocer los efectos de la carga sísmica, incluida la soberresistencia.

3. La conexión a la estructura deberá permitir un rango de 360 grados de movimiento en el plano horizontal.

Cuando se requiera el diseño de componentes mecánicos y eléctricos para efectos sísmicos, se deben considerar los efectos dinámicos de los componentes, su contenido y, cuando corresponda, sus soportes y uniones. En tales casos, también se considerará la interacción entre los componentes y las estructuras de soporte, incluidos otros componentes mecánicos y eléctricos.

**13.6.2 Componentes Mecánicos.** Los conductos HVACR deben cumplir con los requisitos de la Sección 13.6.6. Los sistemas de tuberías deben cumplir con los requisitos de la Sección 13.6.7. Las calderas y recipientes deberán cumplir con los requisitos de la Sección 13.6.10. Los ascensores deberán cumplir con los requisitos de la Sección 13.6.11. Todos los demás componentes mecánicos deberán cumplir con los requisitos de la Sección 13.6.13.

Los componentes mecánicos con  $Ip$  mayor a 1.0 deberán ser diseñados para las fuerzas sísmicas y desplazamientos relativos definidos en las Secciones 13.3.1 y 13.3.2 y deberán cumplir con los siguientes requisitos adicionales:

1. Se deben tomar medidas para eliminar el impacto sísmico para los componentes vulnerables al impacto, para los componentes construidos con materiales no dúctiles y en los casos en que la ductilidad del material se reduzca debido a las condiciones de servicio (p. ej., aplicaciones de baja temperatura).
2. Se evaluará la posibilidad de cargas impuestas sobre los componentes por las líneas de servicio o de servicio conectadas, causadas por el movimiento diferencial de los puntos de apoyo en estructuras separadas.
3. Cuando las tuberías o los componentes de los conductos HVACR estén conectados a estructuras que podrían desplazarse entre sí y para estructuras aisladas donde dichos componentes crucen la interfaz de aislamiento, los componentes deben diseñarse para adaptarse a los desplazamientos relativos sísmicos definidos en la Sección 13.3.2 .

**13.6.2.1 Equipo HVACR.** Se considerará que el equipo HVACR que ha sido calificado de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 1 al 10 de la norma ANSI/AHRI 1270 (IP) o la norma ANSI/AHRI 1271 (SI) cumple con los requisitos de calificación sísmica de la Sección 13.2.2, siempre que se cumplen todos los siguientes requisitos:

- un. Los componentes activos y/o energizados deberán estar certificados sísmicamente exclusivamente a través de pruebas de mesa vibratoria o datos de experiencia; y B. La demanda sísmica considerada en la certificación de componentes no activos mediante análisis deberá basarse en  $Rp=Ip$  igual a 1,0; y C. La capacidad de los componentes no activos utilizados en la certificación sísmica por análisis se basará en las disposiciones de ASCE 7; y

- D. Los componentes resistentes se ajustarán a la definición del Capítulo 11.

**13.6.3 Componentes eléctricos.** Los conductos, bandejas portacables y canalizaciones deben cumplir con los requisitos de la Sección 13.6.5. Las líneas de servicios públicos y de servicio deberán cumplir con los requisitos de la Sección 13.6.9.

Otros componentes eléctricos deberán cumplir con los requisitos de la Sección 13.6.13. Todos los componentes eléctricos con  $Ip$  mayor a 1.0 deberán ser diseñados para las fuerzas sísmicas y desplazamientos relativos definidos en las Secciones 13.3.1 y 13.3.2 y deberán cumplir con los siguientes requisitos adicionales:

1. Se tomarán medidas para eliminar el impacto sísmico entre componentes.
2. Se evaluarán las cargas impuestas sobre los componentes por las líneas de servicios públicos o de servicio adjuntas que están unidas a estructuras separadas.
3. Las baterías en los bastidores deberán tener restricciones envolventes para garantizar que las baterías no se caigan de los bastidores. Se utilizarán espaciadores entre las restricciones y las celdas para evitar daños a las cajas. Los estantes deben ser evaluados para una capacidad de carga lateral suficiente.
4. Las bobinas internas de los transformadores de tipo seco deben estar unidas positivamente a su subestructura de soporte dentro del recinto del transformador.
5. Los paneles de control eléctrico, equipos informáticos y otros elementos con componentes deslizables deben tener un mecanismo de enganche para mantener los componentes en su lugar.
6. El diseño del gabinete eléctrico deberá cumplir con los estándares aplicables de la Asociación Nacional de Fabricantes Eléctricos (NEMA). Los cortes en el panel de cortante inferior que no hayan sido hechos por el fabricante y que reduzcan significativamente la resistencia del gabinete deben evaluarse específicamente.
7. Los accesorios para elementos externos adicionales que pesen más de 100 lb (445 N) se evaluarán específicamente si no los proporciona el fabricante.
8. Cuando los conductos, bandejas portacables o componentes de distribución eléctrica similares estén unidos a estructuras que puedan desplazarse entre sí y para estructuras aisladas donde dichos componentes crucen la interfaz de aislamiento, los componentes se diseñarán para adaptarse a los desplazamientos sísmicos relativos definidos en la Sección 13.3.2.

**13.6.4 Soportes de componentes.** Los soportes de los componentes mecánicos y eléctricos (incluidos aquellos con  $Ip = 1,0$ ) y los medios por los que se unen al componente deben diseñarse para las fuerzas y desplazamientos determinados en las Secciones 13.3.1 y 13.3.2. Dichos soportes incluyen elementos estructurales, riostas, marcos, faldones, patas, monturas, pedestales, cables, tirantes, soportes, amortiguadores, amarras y elementos forjados o fundidos como parte del componente mecánico o eléctrico.

**13.6.4.1 Base de diseño.** Si se utilizan soportes estándar, por ejemplo, ASME B31, NFPA 13 o MSS SP-58, o soportes patentados, se deben diseñar por clasificación de carga (es decir, prueba) o para las fuerzas sísmicas calculadas. Además, la rigidez del apoyo, en su caso, se debe diseñar de tal manera que la trayectoria de carga sísmica para el componente realice su función prevista.

**13.6.4.2 Diseño para desplazamiento relativo.** Los soportes de los componentes deben diseñarse para acomodar los desplazamientos sísmicos relativos entre los puntos de soporte determinados de acuerdo con la Sección 13.3.2.

**13.6.4.3 Adjunto de Soporte al Componente.** Los medios por los cuales los soportes se unen al componente, excepto cuando sean integrales (es decir, fundidos o forjados), deben diseñarse para soportar tanto las fuerzas como los desplazamientos determinados de acuerdo con las Secciones 13.3.1 y 13.3.2. Si el valor de  $Ip = 1,5$  para el componente, la región local del punto de unión del soporte al componente debe evaluarse para determinar el efecto de la transferencia de carga en la pared del componente.

**13.6.4.4 Requisitos de detallado de materiales.** Los materiales que componen los soportes y los medios de fijación al componente deben estar construidos con materiales adecuados para la aplicación, incluidos los efectos de las condiciones de servicio, para

ejemplo, aplicaciones de baja temperatura. Los materiales deberán estar en conformidad con un estándar reconocido a nivel nacional.

**13.6.4.5 Requisitos Adicionales.** Los siguientes requisitos adicionales se aplicarán a los soportes de componentes mecánicos y eléctricos:

1. Los soportes sísmicos se deben construir de modo que se mantenga el compromiso de los soportes.
2. Se debe proporcionar refuerzo (p. ej., refuerzos o arandelas Belleville) en las conexiones atornilladas a través de las carcassas de los equipos de chapa según se requiera para transferir las cargas sísmicas del equipo especificadas en esta sección desde el equipo a la estructura. Cuando el equipo haya sido certificado según la Sección 13.2.2, 13.2.5 o 13.2.6, los pernos de anclaje u otros sujetadores y el hardware asociado que se incluye en la certificación deben instalarse de conformidad con las instrucciones del fabricante. Para aquellos casos en los que no exista una certificación o en los que no se proporcionen instrucciones para dicho refuerzo, los métodos de refuerzo serán los especificados por un profesional de diseño registrado o los aprobados por la autoridad competente.
3. Cuando se confíe en la flexión del eje débil de los soportes de acero conformados en frío para la trayectoria de la carga sísmica, dichos soportes deberán evaluarse específicamente.
4. Los componentes montados en aisladores de vibración deberán tener un tope o amortiguador en cada dirección horizontal, y se proporcionarán restricciones verticales donde sea necesario para resistir el vuelco. Las carcassas y restricciones del aislador deben estar construidas con materiales dúctiles. (Consulte los requisitos adicionales de fuerza de diseño en la nota al pie b de la Tabla 13.6-1). Se debe usar una almohadilla viscoelástica o un material similar de espesor apropiado entre el parachoques y los componentes para limitar la carga de impacto.

**13.6.5 Sistemas de distribución: conductos, charolas portacables y canalizaciones.** Las bandejas de cables y las canalizaciones se deben diseñar para fuerzas sísmicas y desplazamientos sísmicos relativos, como se requiere en la Sección 13.3. Los conductos con un tamaño comercial superior a 64 mm (2,5 pulg.) y unidos a paneles, gabinetes u otros equipos sujetos a desplazamiento sísmico relativo, Dpl, deben estar provistos de conexiones flexibles o diseñados para fuerzas sísmicas y desplazamientos sísmicos relativos, como se requiere en la Sección 13.3 .

#### EXCEPCIONES:

1. No se requerirá el diseño para las fuerzas sísmicas y los desplazamientos relativos de la Sección 13.3 para canalizaciones con  $Ip = 1.0$  donde se proporcionen conexiones flexibles u otros ensamblajes entre la bandeja portacables o la canalización y los componentes asociados para acomodar el desplazamiento relativo, donde el cable la bandeja o la canalización está unida positivamente a la estructura, y donde aplica uno de los siguientes: a. Los conjuntos de trapecio se utilizan con soportes de varilla de 10 mm ( $3 = 8$  pulg.) de diámetro que no excedan los 305 mm (12 pulg.) de largo desde el punto de soporte del conducto, la bandeja de cables o la canalización hasta la conexión en la estructura de soporte para soporte de canalizaciones, y el peso total soportado por cualquier trapecio individual es de 100 lb (445 N) o menos, o b. Los conjuntos de trapecio con soportes de varilla de 13 mm ( $1 = 2$  pulg.) de diámetro que no excedan los 305 mm (12 pulg.) de largo desde el conducto, la bandeja de cables o el punto de soporte de la canalización hasta la conexión en la estructura de soporte se utilizan para soportar la bandeja de cables o la canalización, y el peso total soportado por cualquier trapecio individual es de 200 lb (890 N) o menos, o

C. Los ensamblajes de trapecio con soportes de barra de  $1 = 2$  pulg. (13 mm) de diámetro que no excedan las 24 pulg. (610 mm) de largo desde el conducto, la bandeja de cables o el punto de soporte de la canalización hasta la conexión en la estructura de soporte se utilizan para soportar la bandeja de cables o la canalización, y el peso total soportado por cualquier trapecio individual es de 100 lb (445 N) o menos, o d. El conducto, la bandeja portacables o la canalización están soportados por soportes de varilla individuales de  $3 = 8$  in: (10 mm) o  $1 = 2$  in: (13 mm) de diámetro, y cada soporte colgante en el recorrido de la canalización mide 12 in (305 mm). ) o menos de longitud desde el conducto, la bandeja portacables o la conexión del punto de soporte de la canalización a la estructura de soporte, y el peso total soportado por cualquier varilla individual es de 50 lb (220 N) o menos.

2. No se requerirá el diseño para las fuerzas sísmicas y los desplazamientos relativos de la Sección 13.3 para conductos, independientemente del valor de  $Ip$ , cuando el conducto tenga un tamaño comercial inferior a 2,5 pulgadas (64 mm).

Se requerirá el diseño de los desplazamientos a través de juntas sísmicas para conductos, bandejas de cables y canalizaciones con  $Ip = 1.5$  sin tener en cuenta el tamaño del conducto.

**13.6.6 Sistemas de Distribución: Sistemas de Ductos.** Los HVACR y otros sistemas de ductos deben estar diseñados para fuerzas sísmicas y desplazamientos sísmicos relativos como se requiere en la Sección 13.3.

**EXCEPCIONES:** Las siguientes excepciones corresponden a los conductos que no están diseñados para transportar gases tóxicos, altamente tóxicos o inflamables o que no se usan para controlar el humo:

1. No se requerirá el diseño para las fuerzas sísmicas y los desplazamientos relativos de la Sección 13.3 para sistemas de ductos con  $Ip = 1.0$  donde se proporcionen conexiones flexibles u otros ensamblajes para acomodar el desplazamiento relativo entre el sistema de ductos y los componentes asociados, el sistema de ductos está unido positivamente a la estructura, y donde aplica uno de los siguientes: a. Los conjuntos de trapecio con varillas colgantes de  $3 = 8$  pulgadas (10 mm) de diámetro que no excedan las 12 pulgadas (305 mm) de largo desde el punto de soporte del conducto hasta la conexión en la estructura de soporte se utilizan para soportar el conducto, y el total el peso soportado por un solo trapecio es inferior a 10 lb=ft (146 N=m); o b. Los conjuntos de trapecio con varillas colgantes de  $1 = 2$  pulg. (13 mm) de diámetro que no excedan las 12 pulg. (305 mm) de largo desde el punto de soporte del ducto hasta la conexión en la estructura de soporte se usan para sostener el ducto, y el el peso total soportado por cualquier trapecio individual es de 200 lb (890 N) o menos, o c. Los conjuntos de trapecio con varillas colgantes de  $1 = 2$  pulgadas (13 mm) de diámetro que no excedan las 24 pulgadas (610 mm) de largo desde el punto de soporte del conducto hasta la conexión en la estructura de soporte se utilizan para soportar el conducto, y el el peso total soportado por cualquier trapecio individual es de 100 lb (445 N) o menos, o d. El conducto está sostenido por soportes colgantes de varilla individuales de  $3 = 8$  pulgadas (10 mm) o  $1 = 2$  pulgadas (13 mm) de diámetro, y cada soporte colgante en el recorrido del conducto tiene 12 pulgadas (305 mm) o menos de largo desde el punto de soporte del conducto a la conexión en la estructura de soporte, y el peso total soportado por cualquier varilla individual es de 50 lb (220 N) o menos.

2. No se requerirá el diseño para las fuerzas sísmicas y los desplazamientos relativos de la Sección 13.3 cuando se tomen medidas para evitar el impacto con otros ductos o componentes mecánicos o para proteger los ductos en caso de tal impacto, el sistema de distribución está unido positivamente al estructura;

y los conductos HVACR tienen un área de sección transversal de menos de 6 pies<sup>2</sup> (0,557 m<sup>2</sup>) y pesan 20 libras por pie (292 N=m) o menos.

Los componentes que se instalan en línea con el sistema de conductos y tienen un peso operativo superior a 75 lb (334 N), como ventiladores, unidades terminales, intercambiadores de calor y humidificadores, deben estar apoyados y arriostrados lateralmente independientemente del sistema de conductos. y dichas riestras deberán cumplir con los requisitos de fuerza de la Sección 13.3.1.

Los componentes que se instalan en línea con el sistema de conductos, tienen un peso operativo de 75 lb (334 N) o menos, como unidades terminales pequeñas, amortiguadores, persianas y difusores, y que de otro modo no están arriostrados de forma independiente, se deben unir positivamente con tornillos mecánicos. sujetadores al conducto rígido en ambos lados. Las tuberías y conductos conectados al equipo en línea deben tener la flexibilidad adecuada para adaptarse a los desplazamientos sísmicos relativos de la Sección 13.3.2.

**13.6.7 Sistemas de Distribución: Sistemas de Tuberías y Tuberías.** A menos que se indique lo contrario en esta sección, los sistemas de tuberías y tubos deben diseñarse para las fuerzas sísmicas y los desplazamientos sísmicos relativos de la Sección 13.3. Los sistemas de tuberías a presión ASME deben cumplir con los requisitos de la Sección 13.6.7.1.

Las tuberías de rociadores de protección contra incendios deben cumplir con los requisitos de la Sección 13.6.7.2. Las tuberías del sistema de ascensores deben cumplir con los requisitos de la Sección 13.6.11.

Cuando no se utilicen otras normas de materiales aplicables o bases de diseño reconocidas, el diseño de las tuberías, incluida la consideración de las cargas de servicio, se basará en los siguientes valores admisibles:

- un. para tuberías construidas con materiales dúctiles (p. ej., acero, aluminio o cobre), el 90 % del límite elástico mínimo especificado;
- B. para conexiones roscadas en tuberías construidas con materiales dúctiles, 70% del límite elástico mínimo especificado; C. para tuberías construidas con materiales no dúctiles (p. ej., hierro fundido o cerámica), 10% de la resistencia a la tracción mínima especificada del material; y d. para conexiones roscadas en tuberías construidas con materiales no dúctiles, el 8% de la resistencia a la tracción mínima especificada del material.

Las tuberías que no estén detalladas para acomodar los desplazamientos relativos sísmicos en las conexiones a otros componentes deben estar provistas de conexiones que tengan suficiente flexibilidad para evitar fallas en la conexión entre los componentes.

Los componentes suspendidos que están instalados en línea y rígidamente conectados y sostenidos por el sistema de tuberías, tales como válvulas, filtros, trampas, bombas, separadores de aire y tanques, pueden considerarse parte del sistema de tuberías a efectos de determinar la necesidad y dimensionamiento del arriostramiento lateral. Cuando los componentes estén arriostrados de forma independiente debido a su peso pero la tubería asociada no esté arriostrada, se debe proporcionar la flexibilidad requerida para acomodar el movimiento relativo entre los componentes.

**13.6.7.1 Sistemas de tuberías a presión ASME.** Se considerará que los sistemas de tuberías a presión, incluidos sus soportes, diseñados y construidos de acuerdo con ASME B31 cumplen con los requisitos de fuerza, desplazamiento y otros requisitos de esta sección. En lugar de los requisitos específicos de fuerza y desplazamiento provistos en ASME B31, se deben usar los requisitos de fuerza y desplazamiento de la Sección 13.3. Los materiales que cumplan con los requisitos de tenacidad de ASME B31 se considerarán materiales de alta deformabilidad.

**13.6.7.2 Sistemas de tuberías de rociadores de protección contra incendios.**

Tuberías de rociadores de protección contra incendios, colgadores de tuberías y refuerzos

diseñado y construido de acuerdo con NFPA 13 se considerará que cumple con los requisitos de fuerza y desplazamiento de esta sección. Los espacios libres para caídas y ramitas de rociadores y otros equipos deben cumplir con 13.2.3.1. Las excepciones de la Sección 13.6.7.3 no se aplicarán.

**13.6.7.3 Excepciones.** No se debe requerir el diseño para las fuerzas sísmicas de la Sección 13.3 para los sistemas de tuberías donde se proporcionan conexiones flexibles, bucles de expansión u otros conjuntos para acomodar el desplazamiento relativo entre el componente y la tubería, donde el sistema de tuberías está unido positivamente a la estructura y donde se aplica uno de los siguientes:

1. Los ensamblajes de trapecio se utilizan para soportar tuberías en las que ninguna tubería individual supera los límites establecidos en 5a, 5b o 5c a continuación y el peso total de la tubería soportada por los ensamblajes de trapecio es inferior a 10 lb = pie (146 N = m).
2. Los ensamblajes de trapecio están soportados por soportes de barra de 10 mm (3 = 8 pulg.) de diámetro que no excedan los 305 mm (12 pulg.) de largo desde el punto de soporte de la tubería hasta la conexión en la estructura de soporte, no apoye la tubería con Ip superior a 1,0, y ninguna tubería individual excede los límites establecidos en los puntos 5a, 5b o 5c a continuación y el peso total soportado por cualquier trapecio individual es de 100 lb (445 N) o menos, o 3. Los conjuntos de trapecio están soportados por 1 = Los soportes de varilla de 13 mm (2 pulg.) de diámetro que no excedan los 305 mm (12 pulg.) de largo desde el punto de soporte de la tubería hasta la conexión en la estructura de soporte, no apoyen tuberías con Ip mayor que 1,0, y una sola tubería excede los límites de diámetro establecidos en los puntos 5a, 5b o 5c a continuación y el peso total soportado por cualquier trapecio individual es de 200 lb (890 N) o menos, o 4. Los ensamblajes de trapecio están soportados por 1 = 2 pulgadas: Soportes de barra de diámetro de 13 mm (24 pulg.) que no excedan los 610 mm (24 pulg.) de largo desde el punto de soporte de la tubería hasta la conexión en la estructura de soporte, no soportar tubería con Ip mayor que 1,0, y ninguna tubería individual excede los límites de diámetro establecidos en los puntos 5a, 5b o 5c a continuación y el peso total soportado por cualquier trapecio individual es de 100 lb (445 N) o menos, o 5. La tubería que tiene un Rp en la Tabla 13.6-1 de 4.5 o mayor está sostenida por soportes de barra y se toman medidas para evitar el impacto con otros componentes estructurales o no estructurales o para proteger la tubería en caso de tal impacto, o tuberías con Ip =1.0 están sostenidos por soportes de barra individuales de 3=8 in: (10 mm) o 1=2 in: (13 mm) de diámetro; donde cada colgador en el recorrido de la tubería tiene una longitud de 12 pulgadas (305 mm) o menos desde el punto de soporte de la tubería hasta la conexión en la estructura de soporte; y el peso total soportado por cualquier colgador individual es de 50 lb (220 N) o menos. Además, se observarán las siguientes limitaciones en el tamaño de la tubería: a. En las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico C donde Ip es superior a 1,0, el tamaño nominal de la tubería debe ser de 2 pulgadas (50 mm) o menos. B. En las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F donde Ip es mayor que 1,0, el tamaño nominal de la tubería debe ser de 1 pulgada (25 mm) o menos. C. En las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F donde Ip = 1,0, el tamaño nominal de la tubería debe ser de 3 pulgadas (80 mm) o menos.
6. Sistemas de tubos neumáticos sostenidos con ensamblajes de trapecio usando varillas colgantes de 3 = 8 pulgadas (10 mm) de diámetro que no excedan las 12 pulgadas (305 mm) de largo desde el punto de soporte del tubo hasta la conexión en la estructura de soporte y el total el peso soportado por cualquier trapecio individual es de 100 lb (445 N) o menos.
7. Sistemas de tubos neumáticos soportados por varillas colgantes individuales de 3 = 8 pulgadas (10 mm) o 1 = 2 pulgadas (13 mm) de diámetro, y

cada colgador en el recorrido tiene una longitud de 305 mm (12 pulg.) o menos desde el punto de soporte del tubo hasta la conexión en la estructura de soporte, y el peso total soportado por cualquier varilla individual es de 220 N (50 lb) o menos.

**13.6.8 Sistemas de Distribución: Trapecios con Combinación de Sistemas.** Los trapecios que soportan una combinación de sistemas de distribución (conductos eléctricos, canalizaciones, conductos, tuberías, etc.) deben diseñarse utilizando los requisitos más restrictivos para los sistemas de distribución soportados de las Secciones [13.6.5](#) a [13.6.8](#) para el peso total de los sistemas soportados . sistema. Si algún sistema de distribución en el trapecio no está exento, el trapecio deberá estar arrostrado.

**13.6.9 Líneas de Servicios Públicos y de Servicios.** En la interfaz de estructuras adyacentes o porciones de la misma estructura que pueden moverse independientemente, las líneas de servicios públicos deben contar con la flexibilidad adecuada para acomodar el movimiento diferencial anticipado entre las porciones que se mueven independientemente.

Los cálculos de desplazamiento diferencial se determinarán de acuerdo con la Sección [13.3.2](#).

La posible interrupción del servicio público se considerará en relación con los sistemas sísmicos designados en la Categoría de Riesgo IV según se define en la Tabla 1.5-1. Se debe prestar atención específica a la vulnerabilidad de los servicios públicos subterráneos y las interfaces de los servicios públicos entre la estructura y el suelo donde esté presente el suelo Clase E o F del Sitio, y donde el coeficiente sísmico SDS en el servicio subterráneo o en la base de la estructura sea igual a o superior a 0,33.

**13.6.10 Calderas y Recipientes a Presión.** Se considerará que las calderas o recipientes a presión diseñados y construidos de acuerdo con ASME BPVC cumplen con la fuerza, el desplazamiento y otros requisitos de esta sección. En lugar de los requisitos específicos de fuerza y desplazamiento provistos en ASME BPVC, se deben usar los requisitos de fuerza y desplazamiento de las Secciones [13.3.1](#) y [13.3.2](#). Los materiales que cumplan con los requisitos de tenacidad de ASME BPVC se considerarán materiales de alta deformabilidad.

Otras calderas y recipientes a presión designados con un  $I_p = 1,5$ , pero que no están diseñados y construidos de acuerdo con los requisitos de ASME BPVC, deben cumplir con los requisitos de la Sección [13.6.13](#).

#### 13.6.11 Requisitos de diseño de ascensores y escaleras mecánicas.

Se considerará que los ascensores y escaleras mecánicas diseñados de acuerdo con los requisitos sísmicos de ASME A17.1 cumplen con los requisitos de fuerza sísmica de esta sección, excepto según se modifique en el siguiente texto. Las excepciones de la Sección [13.6.7.3](#) no se aplicarán a las tuberías de ascensores.

**13.6.11.1 Escaleras mecánicas, ascensores y sistemas estructurales de huecos.** Las escaleras mecánicas, los ascensores y los sistemas estructurales de los huecos del ascensor deben estar diseñados para cumplir con los requisitos de fuerza y desplazamiento de las Secciones [13.3.1](#) y [13.3.2](#).

**13.6.11.2 Soportes y accesorios para equipos de ascensores y controladores.** El equipo de ascensor y los soportes y accesorios del controlador deben estar diseñados para cumplir con los requisitos de fuerza y desplazamiento de las Secciones [13.3.1](#) y [13.3.2](#).

**13.6.11.3 Controles sísmicos para ascensores.** Los ascensores que operen a una velocidad de 150 pies= min (46 m= min) o más deben estar provistos de interruptores sísmicos. Los interruptores sísmicos deberán proporcionar una señal eléctrica que indique que los movimientos estructurales son de tal magnitud que la operación de los ascensores puede verse afectada.

Se considerará que los interruptores sísmicos de acuerdo con la Sección [8.4.10.1.2](#) de ASME A17.1 cumplen con los requisitos de esta sección.

**EXCEPCIÓN:** En los casos en que los interruptores sísmicos no se puedan ubicar cerca de una columna de acuerdo con ASME A17.1, deberán tener dos ejes horizontales de sensibilidad y un nivel de activación establecido en el 20 % de la aceleración de la gravedad cuando se encuentren en la base o cerca de ella, de la estructura y el 50% de la aceleración de la gravedad en todos los demás lugares.

Tras la activación del interruptor sísmico, las operaciones del elevador deben cumplir con los requisitos de ASME A17.1, excepto como se indica en el siguiente texto.

En instalaciones donde la pérdida del uso de un ascensor es una vida cuestión de seguridad, el ascensor sólo se utilizará después de que se haya disparado el interruptor sísmico, siempre que

1. El elevador no deberá operar más rápido que la velocidad de servicio, y
2. Antes de que se ocupe el elevador, se opera de arriba hacia abajo y de arriba hacia abajo para verificar que funcione.

**13.6.11.4 Placas de retención.** Se requieren placas de retención en la parte superior e inferior de la cabina y el contrapeso.

**13.6.12 Paneles solares en la azotea.** Los paneles solares de techo y sus accesorios deben estar diseñados para las fuerzas y desplazamientos determinados en la Sección [13.3](#).

**EXCEPCIÓN:** Los paneles solares con balasto sin conexión directa positiva a la estructura del techo están permitidos en la Categoría de riesgo I, II, y III estructuras de seis pisos o menos de altura y con una pendiente máxima de techo igual o menor a 1 en 20, siempre que cumplan con lo siguiente:

1. La altura del centro de masa de cualquier panel por encima de la superficie del techo es inferior a la mitad del espacio mínimo en planta de los soportes del panel, pero en ningún caso superior a 3 pies (0,9 m).
2. Cada panel está diseñado para acomodar sin impacto, inestabilidad o pérdida de soporte un desplazamiento sísmico,  $\ddot{\gamma}_{mpv}$ , del panel en relación con cualquier borde o desplazamiento del techo y cualquier otro bordillo u obstrucción al deslizamiento en la superficie del techo donde  $\ddot{\gamma}_{mpv}$  se determina en de acuerdo con la Ec. [\(13.6-1\)](#), pero no se toma como menos de 2 pies (1,2 m):

$$\ddot{\gamma}_{mpv} = 5I_e \delta_{SDS} \dot{\gamma} 0.4 \dot{\gamma} 2\% \text{ft} \text{lb} \text{in}^{-2} \quad (13.6-1)$$

La separación mínima entre paneles independientes adyacentes se tomará como  $0.5 \ddot{\gamma}_{mpv}$ . Deben proporcionarse letreros o marcas en el techo (p. ej., franjas amarillas) que delimiten el área alrededor del panel que debe mantenerse libre de obstrucciones. Alternativamente,  $\ddot{\gamma}_{mpv}$  puede determinarse mediante pruebas de mesa vibratoria o análisis de historial de respuesta no lineal, por lo que el valor de  $\ddot{\gamma}_{mpv}$  debe no debe tomarse como menos del 80% del valor dado por Eq. [\(13.6-1\)](#) a menos que se lleve a cabo una revisión por pares independiente de acuerdo con la Sección 1.3.1.3.4.

3. Cada panel está interconectado para resistir una fuerza horizontal de  $0.2 S D S W_{pi}$ , a través de cualquier sección cortada por un plano vertical, donde  $W_{pi}$  es el peso de la menor de las dos porciones.
4. La estructura y los soportes del panel están diseñados para una trayectoria de fuerza sísmica desde el centro de masa de cada componente hasta ubicaciones de resistencia a la fricción igual a  $F_p$  de la Sección [13.3.1](#) y  $0.6 W_p$ , lo que sea menor, donde  $W_p$  es el peso de cada componente. .
5. Todos los cables eléctricos que van de un panel a otro panel o a otro objeto de techo están diseñados para soportar, sin ruptura ni deterioro, movimientos diferenciales entre los puntos de conexión de cables de 1,0  $\ddot{\gamma}_{mpv}$ , teniendo en cuenta el movimiento de torsión del panel y su posibles impactos en los cables eléctricos.

6. Todos los bordes y compensaciones de las superficies del techo sobre las que se colocan los paneles están delimitados por un bordillo o parapeto de no menos de 12 pulgadas (0,3 m) de altura y diseñados para resistir una carga concentrada aplicada en los puntos probables de impacto entre el bordillo o parapeto y el panel de no menos de 0.2SDS veces el peso del panel. Alternativamente, se puede colocar un panel de modo que todas las partes del panel tengan un mínimo de 2,0  $\text{ympv}$ , pero no menos de 4 pies (1,22 m), desde cualquier borde o desplazamiento del techo.
7. Cuando se justifique mediante pruebas y análisis, se permitirá que la pendiente máxima del techo para las estructuras asignadas a SDC C y D sea de 1 en 12, siempre que se realice una revisión por pares independiente de acuerdo con la Sección 1.3.1.3.4.

#### 13.6.13 Otros Componentes Mecánicos y Eléctricos.

Los componentes mecánicos y eléctricos, incluidos los sistemas de transporte, que no estén diseñados y construidos de conformidad con los documentos de referencia del Capítulo 23 deberán cumplir lo siguiente:

1. Los componentes y sus soportes y accesorios deberán cumplir con los requisitos de las Secciones 13.4, 13.6.2, 13.6.3 y 13.6.4.
2. Para componentes mecánicos con sustancias peligrosas y a los que se les asigne un Factor de Importancia,  $I_p$ , de 1,5 de acuerdo con la Sección 13.1.3 y para calderas y

recipientes a presión no diseñados de acuerdo con ASME BPVC, la resistencia de diseño para cargas sísmicas en combinación con otras cargas de servicio y efectos ambientales apropiados se basará en las siguientes propiedades del material: a. para componentes mecánicos construidos con materiales dúctiles (p. ej., acero, aluminio o cobre), el 90 % del límite elástico mínimo especificado; B. para conexiones roscadas en componentes construidos con materiales dúctiles, 70% del límite elástico mínimo especificado; C. para componentes mecánicos construidos con materiales no dúctiles (p. ej., plástico, hierro fundido o cerámica), 10% de la resistencia a la tracción mínima especificada del material; y d. para conexiones roscadas en componentes construidos con materiales no dúctiles, 8% de la resistencia a la tracción mínima especificada del material.

#### 13.7 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Consulte el Capítulo 23 para obtener la lista de estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo.

## CAPÍTULO 14

### DISEÑO SÍSMICO ESPECÍFICO DEL MATERIAL Y REQUISITOS DE DETALLE

#### 14.0 ALCANCE

Los elementos estructurales, incluidos los elementos de cimentación, deben cumplir con los requisitos de diseño de materiales y detallado establecidos en este capítulo o según se especifique de otro modo para las estructuras que no son de edificación en las Tablas 15.4-1 y 15.4-2.

#### 14.1 ACERO

Las estructuras, incluidos los cimientos, construidas de acero para resistir cargas sísmicas deben diseñarse y detallarse de acuerdo con esta norma, incluidos los documentos de referencia y los requisitos adicionales proporcionados en esta sección.

**14.1.1 Documentos de Referencia.** El diseño, la construcción y la calidad de los miembros de acero que resisten las fuerzas sísmicas deberán cumplir con los requisitos aplicables, según las modificaciones del presente, de los siguientes: ANSI/AISC 341, ANSI/AISC 360, ANSI/AISI S100, ANSI/AISI S230, ANSI /AISI S310, ANSI/AISI S400, ASCE 8, ASCE 19, ANSI/SDI-C, ANSI/SDI-NC, ANSI/SDI QA/QC, ANSI/SDI-RD, ANSI/SJI-CJ y ANSI/SJI -100.

#### 14.1.2 Acero estructural

**14.1.2.1 Generalidades.** El diseño del acero estructural para edificios y estructuras debe estar de acuerdo con ANSI/AISC 360.

Cuando se requiera, el diseño sísmico de las estructuras de acero estructural deberá estar de acuerdo con las disposiciones adicionales de la Sección [14.1.2.2](#).

**14.1.2.2 Requisitos sísmicos para estructuras de acero estructural.** El diseño de estructuras de acero estructural para resistir fuerzas sísmicas deberá estar de acuerdo con las disposiciones de la Sección [14.1.2.2.1](#) o [14.1.2.2.2](#), según corresponda.

**14.1.2.2.1 Categorías de diseño sísmico B y C.** Las estructuras de acero estructural asignadas a las categorías de diseño sísmico B o C deben ser de cualquier construcción permitida por los documentos de referencia aplicables en la Sección [14.1.1](#). Cuando se utilice un coeficiente de modificación de respuesta, R, de acuerdo con la Tabla 12.2-1 para el diseño de estructuras de acero estructural asignadas a la categoría de diseño sísmico B o C, las estructuras deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos de AISC 341.

**EXCEPCIÓN:** El coeficiente de modificación de respuesta, R, designado para "sistemas de acero no detallados específicamente para resistencia sísmica, excluyendo sistemas de columnas en voladizo" en la Tabla 12.2-1 se permitirá para sistemas diseñados y detallados de acuerdo con AISC 360 y no es necesario que se diseñen y detallada de acuerdo con AISC 341.

**14.1.2.2.2 Categorías de diseño sísmico D a F.** Las estructuras de acero estructural asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F deben diseñarse y detallarse de acuerdo con AISC 341, excepto según lo permitido en la Tabla 15.4-1.

#### 14.1.3 Acero conformado en frío

**14.1.3.1 Generalidades.** El diseño de los miembros estructurales de acero al carbono o de baja aleación conformados en frío deberá cumplir con los requisitos de AISI S100, y el diseño de los miembros estructurales de acero inoxidable conformados en frío deberá estar en

de acuerdo con los requisitos de ASCE 8. Cuando se requiera, el diseño sísmico de las estructuras de acero conformado en frío deberá estar de acuerdo con las disposiciones adicionales de la Sección [14.1.3.2](#).

**14.1.3.2 Requisitos sísmicos para estructuras de acero conformadas en frío.** Cuando se utilice un coeficiente de modificación de respuesta, R, de acuerdo con la Tabla 12.2-1, para el diseño de estructuras de acero conformado en frío, las estructuras deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos de AISI S100, ASCE 8 y AISI S400. según corresponda.

#### 14.1.4 Construcción de marco liviano de acero conformado en frío

**14.1.4.1 General.** La construcción de estructura ligera de acero conformado en frío debe diseñarse de acuerdo con AISI S100, Sección I4.

Cuando se requiera, el diseño sísmico de la construcción de marcos livianos de acero conformado en frío debe estar de acuerdo con los requisitos adicionales disposiciones de la Sección [14.1.4.2](#).

**14.1.4.2 Requisitos sísmicos para la construcción de marcos livianos de acero conformado en frío.** El diseño de una estructura ligera de acero conformado en frío para resistir fuerzas sísmicas debe estar de acuerdo con las disposiciones de la Sección [14.1.4.2.1](#) o [14.1.4.2.2](#), según corresponda.

**14.1.4.2.1 Categorías de diseño sísmico B y C.** Cuando se utiliza un coeficiente de modificación de respuesta, R, de acuerdo con la Tabla 12.2-1 para el diseño de estructuras ligeras de acero conformado en frío asignadas a las categorías de diseño sísmico B o C , las estructuras se diseñarán y detallarán de acuerdo con los requisitos de AISI S400.

**EXCEPCIÓN:** El coeficiente de modificación de respuesta, R, designado para "sistemas de acero no detallados específicamente para resistencia sísmica, excluyendo sistemas de columnas en voladizo" en la Tabla 12.2-1 se permitirá para sistemas diseñados y detallados de acuerdo con AISI S100, Sección I4 y necesitan no estar diseñado y detallado de acuerdo con AISI S400.

**14.1.4.2.2 Categorías de diseño sísmico D a F.** Las estructuras de construcción de marco ligero de acero conformado en frío asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F deben diseñarse y detallarse de acuerdo con AISI S400.

**14.1.4.3 Construcción prescriptiva de marco liviano de acero conformado en frío.** Se permite el diseño y la construcción de estructuras ligeras de acero conformado en frío para viviendas unifamiliares y bifamiliares.

construido de acuerdo con los requisitos de AISI S230 sujeto a las limitaciones de este.

14.1.5 Diafragmas de plataforma de acero formados en frío. Los diafragmas de cubierta de acero conformado en frío deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de AISI S100, SDI-RD, SDI-NC, SDI-C o ASCE 8, según corresponda. Las resistencias nominales se determinarán de acuerdo con AISI S310. La resistencia requerida de los diafragmas, incluidos los elementos de arriostramiento que forman parte del diafragma, debe determinarse de acuerdo con la Sección 12.10.1. Las inspecciones especiales y la calificación de los inspectores especiales de soldadura para pisos y techos de acero conformado en frío deben estar de acuerdo con los requisitos de inspección de garantía de calidad de SDI-QA/QC.

14.1.6 Vigas de acero de alma abierta y vigas de viga. El diseño, la fabricación y el uso de vigas y viguetas de acero de alma abierta deben cumplir con SJI-100 y SJI-CJ, según corresponda.

14.1.7 Cables de acero. La resistencia de diseño de los cables de acero que sirven como miembros estructurales principales de carga se determinará según los requisitos de ASCE/SEI 19.

14.1.8 Requisitos de detalle adicionales para pilotes de acero en las categorías de diseño sísmico D a F. Además de los requisitos de cimentación establecidos en las Secciones 12.1.5 y 12.13, el diseño y detalle de los pilotes H deben cumplir con los requisitos de AISC 341, y la conexión entre la cabeza del pilote y pilotes de acero o pilotes de tubería de acero sin relleno en estructuras asignadas a Categoría de diseño sísmico D, E o F debe diseñarse para una fuerza de tracción no menor al 10% de la capacidad de compresión del pilote.

**EXCEPCIÓN:** La capacidad de tracción de la conexión no necesita exceder la resistencia requerida para resistir los efectos de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3 o 12.14.3.2. No es necesario proporcionar conexiones donde los cimientos o la estructura soportada no dependen de la capacidad de tracción de los pilotes para la estabilidad bajo las fuerzas sísmicas de diseño.

## 14.2 HORMIGÓN

Las estructuras, incluidos los cimientos, construidas con hormigón para resistir cargas sísmicas deben diseñarse y detallarse de acuerdo con esta norma, incluidos los documentos de referencia y los requisitos adicionales proporcionados en esta sección.

14.2.1 Documentos de referencia. La calidad y las pruebas de los materiales de concreto y el diseño y construcción de elementos estructurales de concreto que resistan fuerzas sísmicas deben cumplir con los requisitos de ACI 318, excepto según lo modificado en la Sección 14.2.2.

14.2.2 Modificaciones a ACI 318. El texto de ACI 318 deberá modificarse como se indica en las Secciones 14.2.2.1 a 14.2.2.7.

Las cursivas se usan para el texto dentro de las Secciones 14.2.2.1 a 14.2.2.7 para indicar requisitos que difieren de ACI 318.

14.2.2.1 Definiciones. Agregue las siguientes definiciones a ACI 318, Sección 2.3.

**CONEXIÓN:** Una región que une a dos o más miembros.

Para el diseño de diafragma de hormigón prefabricado, una conexión también se refiere a un conjunto de conectores con las piezas de unión, soldaduras y anclaje al hormigón, que forma una trayectoria de carga a través de una junta entre elementos, al menos uno de los cuales es un elemento de hormigón prefabricado.

**CONECTOR:** Pieza fabricada incrustada en hormigón para anclaje y destinada a proporcionar una ruta de carga a través de una junta de hormigón prefabricado.

**MURO ESTRUCTURAL DE HORMIGÓN LISO DETALLADO:** A pared que cumpla con los requisitos de ACI, Capítulo 14.

**MURO ESTRUCTURAL PREFABRICADO ORDINARIO:** Un muro prefabricado que cumple con los requisitos de ACI 318, excepto los Capítulos 14, 18 y 27.

### OPCIONES DE DISEÑO DE DIAFRAGMA DE CONCRETO PREFABRICADO:

Opción de diseño básico (BDO): una opción donde el diámetro elástico Se apunta la respuesta del fragmento en el terremoto de diseño.

Opción de Diseño Elástico (EDO): Una opción donde se apunta la respuesta del diafragma elástico en el terremoto máximo considerado.

Opción de Diseño Reducido (RDO): Una opción que permite fluencia limitada del diafragma en el sismo de diseño.

14.2.2.2 ACI 318, Sección 10.7.6. Modifique la Sección 10.7.6 revisando la Sección 10.7.6.1.6 para que diga lo siguiente: 10.7.6.1.6 Si se colocan pernos de anclaje en la parte superior de una columna o pedestal, los pernos deben estar rodeados por un refuerzo transversal que también rodee al menos cuatro barras longitudinales dentro de la columna o pedestal. El refuerzo transversal se distribuirá dentro de las 5 pulgadas de la parte superior de la columna o pedestal y consistirá de al menos dos barras No. 4 o tres No. 3. En las estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico C, D, E o F, los tirantes deberán tener un gancho en cada extremo libre que cumpla con la Sección 25.3.4.

14.2.2.3 Alcance. Modifique ACI 318, Sección 18.2.1.2, para que lea como sigue: 18.2.1.2 Todos los miembros deben cumplir con los requisitos de los Capítulos 1

a 17 y 19 a 26. Las estructuras asignadas a SDC B, C, D, E o F también deben cumplir con la Sección 18.2.1.3 a 18.2.1.7, según corresponda, excepto según lo modificado por los requisitos de los Capítulos 14 y 15 de ASCE 7. Cuando ACI 318, Capítulo 18 entre en conflicto con otros capítulos de ACI 318, el Capítulo 18 prevalecerá sobre esos otros capítulos.

14.2.2.4 Muros Estructurales Prefabricados Intermedios. Modifique ACI 318, Sección 18.5, renumerando las Secciones 18.5.2.2 y 18.5.2.3 a las Secciones 18.5.2.3 y 18.5.2.4, respectivamente, y agregando la nueva Sección 18.5.2.2 para que diga lo siguiente: 18.5.2.2 Conexiones diseñadas para ceder deberán ser capaces de mantener el 80% de su resistencia de diseño a la deformación inducida por el desplazamiento de diseño, o deberán usar empalmes mecánicos tipo 2.

18.5.2.3 Los elementos de la conexión que no están diseñados para ceder deben desarrollar al menos 1,5 Sy.

18.5.2.4 En las estructuras asignadas a SDC D, E o F, los pilares de pared deben diseñarse de acuerdo con las Secciones 18.10.8 o 18.14.

14.2.2.5 Muros Estructurales Prefabricados Especiales. Modifique ACI 318, Sección 18.11.2.1, para que diga lo siguiente: 18.11.2.1 Los muros estructurales especiales construidos con hormigón prefabricado deben cumplir con todos los requisitos de la Sección 18.10 además de la Sección 18.5.2 modificada por la Sección 14.2.2 de ASCE 7.

14.2.2.6 Cimientos. Modifique ACI 318, Sección 18.13.1.1, para que diga lo siguiente:

18.13.1.1 Esta sección, modificada por las Secciones 12.1.5, 12.13 o 14.2 de ASCE 7, debe aplicarse a cimientos que resistan fuerzas inducidas por terremotos entre la estructura y el suelo en estructuras asignadas a SDC D, E o F.

14.2.2.7 Muros de cortante de hormigón simple detallados. Modifique ACI 318, Sección 14.6, agregando una nueva Sección 14.6.2 para que diga 14.6.2 Muros de corte de concreto simple detallados 14.6.2.1 Los muros de corte de concreto simple detallados son muros que cumplen con los requisitos para muros de corte de concreto simple ordinario y la Sección 14.6.2.2.

14.6.2.2 Se debe proporcionar refuerzo de la siguiente manera:

- a. El refuerzo vertical de al menos 0,20 pulgadas: área de  $\frac{1}{4} \times 20 = 0.125$  en transversal debe proporcionarse continuamente de soporte a soporte en cada esquina, en cada lado de cada abertura y en los extremos de las paredes. Se permite que la barra vertical continua requerida al lado de una abertura sustituya a la barra No. 5 requerida por la Sección 14.6.1. (129 mm<sup>2</sup>) en
- B. Se debe proporcionar un refuerzo horizontal de al  $2^2$  menos 0,20 pulgadas: de área transversal: 1. continuamente en el techo y el piso conectados estructuralmente niveles y en la parte superior de las paredes; 2. en la parte inferior de los muros de carga o en la parte superior de los cimientos cuando estén fijados al muro; y 3. a un espacio máximo de 120 pulg. (3048 mm).

El refuerzo en la parte superior e inferior de las aberturas, cuando se utilice para determinar el espaciamiento máximo especificado en el punto 3 del texto anterior, deberá ser continuo en la pared.

14.2.3 Requisitos de detalle adicionales para pilotes de hormigón. Además de los requisitos de cimentación establecidos en las Secciones 12.1.5 y 12.13 de esta norma y en la Sección 14.2.3 de ACI 318, el diseño, detalle y construcción de pilotes de concreto deben cumplir con los requisitos de esta sección.

14.2.3.1 Requisitos de pilotes de hormigón para la categoría de diseño sísmico C. Los pilotes de hormigón en estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico C deben cumplir con los requisitos de esta sección.

14.2.3.1.1 Anclaje de pilotes. Todos los pilotes de hormigón y los pilotes tubulares llenos de hormigón se deben conectar a la tapa del pilote empotmando el refuerzo del pilote en la tapa del pilote a una distancia igual a la longitud de desarrollo como se especifica en ACI 318 modificado por la Sección 14.2.2 de esta norma o por el uso de pasadores colocados en el campo anclados en el pilote de hormigón. Para barras corrugadas, la longitud de desarrollo es la longitud total de desarrollo para compresión o tensión, en el caso de levantamiento, sin reducción de longitud por exceso de área.

Los aros, espirales y amarres se terminarán con ganchos sísmicos. como se define en la Sección 2.3 de ACI 318.

Cuando se especifica una longitud mínima para el refuerzo o la extensión del refuerzo de confinamiento poco espaciado en la parte superior del pilote, se deben tomar medidas para que esas longitudes o extensiones especificadas se mantengan después del corte del pilote.

14.2.3.1.2 Refuerzo para pilotes de hormigón sin revestimiento (SDC C).

Se debe proporcionar refuerzo donde lo requiera el análisis. Para pilotes de hormigón perforados o perforados colados in situ sin revestimiento, se deben proporcionar un mínimo de cuatro barras longitudinales, con una relación de refuerzo longitudinal mínima de 0,0025 y refuerzo transversal, como se define a continuación, a lo largo de la longitud mínima reforzada del pilote como se define a continuación comenzando en la parte superior de la pila. El refuerzo longitudinal deberá extenderse más allá de la longitud mínima reforzada del pilote por la longitud de desarrollo de la tensión.

El refuerzo transversal debe consistir en lazos cerrados (o espirales equivalentes) con un diámetro mínimo de 3 = 8 pulgadas (9 mm). El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder las 6 pulgadas (150 mm) u 8 diámetros de barra longitudinal dentro de una distancia de tres veces el diámetro del pilote desde la parte inferior de la cabeza del pilote. El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder los 16 diámetros de barra longitudinal en el resto de la longitud mínima reforzada.

La longitud mínima armada del pilote se tomará como la mayor de

1. Un tercio de la longitud del pilote; 2.

Una distancia de 10 pies (3 m);

3. Tres veces el diámetro del pilote; o 4. La longitud de flexión del pilote, que debe tomarse como la longitud desde la parte inferior de la cabeza del pilote hasta un punto donde el momento de fisuración de la sección de hormigón multiplicado por un factor de resistencia de 0,4 excede el momento mayorado requerido en ese punto.

14.2.3.1.3 Refuerzo para pilotes de hormigón con cubierta metálica (SDC C). Los requisitos de refuerzo son los mismos que para los pilotes de hormigón sin revestimiento.

**EXCEPCIÓN:** Se puede considerar que el revestimiento de metal soldado en espiral de un espesor no inferior al calibre No. 14 proporciona un confinamiento de hormigón equivalente a los amarres cerrados o espirales equivalentes requeridos en un pilote de hormigón sin revestimiento, siempre que el revestimiento de metal esté adecuadamente protegido de posibles daños acción debido a los constituyentes del suelo, cambios en los niveles de agua u otros factores indicados por registros perforados de las condiciones del sitio.

14.2.3.1.4 Refuerzo para pilotes tubulares llenos de hormigón (SDC C). Se debe proporcionar un refuerzo mínimo de 0,01 veces el área de la sección transversal del hormigón del pilote en la parte superior del pilote con una longitud igual a dos veces el anclaje de empotramiento de la tapa requerido en la tapa del pilote, pero no menor que la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo. .

14.2.3.1.5 Refuerzo para pilotes prefabricados no pretensados (SDC C). Se debe proporcionar una relación de refuerzo de acero longitudinal mínima de 0,01 para pilotes de hormigón prefabricado no pretensado.

El refuerzo longitudinal se debe confinar con lazos cerrados o espirales equivalentes de un mínimo de 3 = 8 pulgadas (10 mm) de diámetro.

El refuerzo de confinamiento transversal se debe proporcionar con un espaciamiento máximo de ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña, pero sin exceder las 6 pulgadas (152 mm), dentro de tres diámetros de pilotes desde la parte inferior de la cabeza del pilote. El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder las 6 pulgadas (152 mm) en todo el resto del pilote.

14.2.3.1.6 Refuerzo para pilotes prefabricados y pretensados (SDC C). Para los 20 pies (6 m) superiores de pilotes prefabricados y pretensados, la relación volumétrica mínima del refuerzo en espiral no debe ser inferior a 0,007 o la cantidad requerida por la siguiente ecuación:

$$\bar{y}_s = \frac{0.12f_y}{\bar{c}} h \quad (14.2-1)$$

donde

$\bar{y}_s$  = relación volumétrica (vol. espiral/vol. núcleo);  $f_y$  = resistencia psa (MPa) presión de resistencia de la fluencia especificada del refuerzo en espiral, que no debe tomarse como mayor que 85,000 psi (586 MPa).

Un mínimo de la mitad de la relación volumétrica del refuerzo en espiral requerida por la ecuación. (14.2-1) se proporcionará para la longitud restante de la pila.

14.2.3.2 Requisitos de pilotes de hormigón para las categorías de diseño sísmico D a F. Los pilotes de hormigón en estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F deben cumplir con la Sección 14.2.3.1.1 y los requisitos de esta sección.

14.2.3.2.1 Sitio Clase E o F Suelo. Cuando se utilicen pilotes de hormigón en la Clase de sitio E o F, deberán tener refuerzo transversal de acuerdo con las Secciones 18.7.5.2 a 18.7.5.4 de ACI 318 dentro de siete diámetros de pilote desde la cabeza del pilote y de las interfaces entre estratos que son duros o rígidos. y estratos que son licuables o están compuestos de arcilla blanda a medianamente rígida.

14.2.3.2.2 Secciones ACI 318 no aplicables para vigas de nivelación y pilotes. ACI 318, Sección 18.13.3.3, no necesita aplicarse a las vigas de grado diseñadas para resistir los efectos de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3 o 12.14.3.2. ACI 318, Sección 18.13.4.3(a), no necesita aplicarse a pilotes de hormigón. ACI 318, Sección 18.13.4.3(b), no necesita aplicarse a pilotes de hormigón prefabricado y pretensado.

14.2.3.2.3 Refuerzo para pilotes de hormigón sin revestimiento (SDC D a F). Se debe proporcionar refuerzo donde lo requiera el análisis. Para pilotes de hormigón perforados o perforados vacíos in situ sin revestimiento, se debe proporcionar un mínimo de cuatro barras longitudinales con una relación de refuerzo longitudinal mínima de 0,005 y refuerzo de confinamiento transversal de acuerdo con ACI 318, Secciones 18.7.5.2 a 18.7.5.4. la longitud mínima reforzada del pilote como se define a continuación comenzando en la parte superior del pilote. El refuerzo longitudinal deberá extenderse más allá de la longitud mínima reforzada del pilote por la longitud de desarrollo de la tensión.

La longitud mínima armada del pilote se tomará como la mayor de

1. La mitad de la longitud del pilote;
2. Una distancia de 10 pies (3 m); 3.

Tres veces el diámetro del pilote; o 4. La longitud de flexión del pilote, que debe tomarse como la longitud desde la parte inferior de la cabeza del pilote hasta un punto en el que el momento de fisuración de la sección de hormigón multiplicado por un factor de resistencia de 0,4 excede el momento mayorado requerido en ese punto.

Además, para pilotes ubicados en Sitios Clases E o F, el refuerzo longitudinal y el refuerzo de confinamiento transversal, como se describe arriba, se extenderá a lo largo de todo el pilote.

Cuando se requiera refuerzo transversal, los amarres de refuerzo transversal deberán tener un mínimo de barras n.º 3 para un máximo de 20 pulg. (500 mm) de diámetro de pilotes y barras No. 4 para pilotes de mayor diámetro.

En las Clases de sitio A a D, el refuerzo longitudinal y el refuerzo de confinamiento transversal, como se definió anteriormente, también deberá extenderse un mínimo de siete veces el diámetro del pilote por encima y por debajo de las interfaces de arcilla blanda a medianamente rígida o estratos licuables, excepto que el refuerzo transversal no esté ubicado dentro. Se permitirá que la longitud mínima reforzada use una relación de refuerzo en espiral transversal de no menos de la mitad de la requerida en ACI 318, Sección 18.7.5.4(a). Se permite aumentar el espaciamiento del refuerzo transversal no ubicado dentro de la longitud mínima reforzada, pero no debe exceder el mínimo de los siguientes:

1. 12 diámetros de barra longitudinal, 2.
- La mitad del diámetro del pilote y 3. 12 pulg. (300 mm).

14.2.3.2.4 Refuerzo para pilotes de hormigón con revestimiento metálico (SDC D a F). Los requisitos de refuerzo son los mismos que para los pilotes de hormigón sin revestimiento.

**EXCEPCIÓN:** Se puede considerar que el revestimiento de metal soldado en espiral de un espesor no inferior al calibre No. 14 proporciona un confinamiento de hormigón equivalente a los amarres cerrados o espirales equivalentes requeridos en un pilote de hormigón sin revestimiento, siempre que el revestimiento de metal esté adecuadamente protegido contra posibles daños acción debido a los constituyentes del suelo, cambios en los niveles de agua u otros factores indicados por registros perforados de las condiciones del sitio.

14.2.3.2.5 Refuerzo para pilotes prefabricados no pretensados (SDC D a F). Se proveerá refuerzo de confinamiento transversal consistente en tirantes cerrados o espirales equivalentes.

de acuerdo con ACI 318, Secciones 18.7.5.2 a 18.7.5.4, para toda la longitud del pilote.

**EXCEPCIÓN:** En sitios que no sean Clases E o F, el refuerzo de confinamiento transversal especificado se debe proporcionar dentro de los tres diámetros de pilote por debajo de la parte inferior de la tapa del pilote, pero se permite usar una relación de refuerzo transversal de no menos de la mitad de ese diámetro. requerido en ACI 318, Sección 18.7.5.4(a), en todo el resto de la longitud del pilote.

Se debe proporcionar un mínimo de cuatro barras longitudinales, con una relación de refuerzo longitudinal mínima de 0,005, a lo largo de la longitud mínima reforzada del pilote, como se define a continuación, comenzando en la parte inferior de la cabeza del pilote. Se tomará como longitud mínima armada del pilote la mayor de las siguientes:

1. La mitad de la longitud del pilote;
2. Una distancia de 10 pies (3 m); 3.

Tres veces la dimensión mínima del pilote; y 4. La distancia a un punto donde el momento de fisuración de la sección de concreto multiplicado por un factor de resistencia de 0,4 excede el momento mayorado requerido en ese punto.

#### 14.2.3.2.6 Refuerzo para pilotes prefabricados y pretensados (SDC D a F).

Además de los requisitos para la categoría de diseño sísmico C, se deben cumplir los siguientes requisitos:

1. No es necesario aplicar los requisitos de ACI 318, Capítulo 18.
2. Cuando la longitud total del pilote en el suelo sea de 35 pies (10 668 mm) o menos, la región del pilote dúctil se debe tomar como la longitud total del pilote. Cuando la longitud del pilote excede los 35 pies (10 668 mm), la región del pilote dúctil se debe tomar como la mayor de 35 pies (10 668 mm) o la distancia desde la parte inferior de la cabeza del pilote hasta el punto de curvatura cero más tres veces la menor dimensión de la pila.
3. En la región de pilotes dúctiles, el espaciamiento de centro a centro de las espirales o el refuerzo de aro no debe exceder una quinta parte de la dimensión mínima del pilote, seis veces el diámetro de la hebra longitudinal, u 8 pulgadas (203 mm), el que sea más pequeño.
4. El refuerzo en espiral debe empalmarse mediante lapeado de una vuelta completa, mediante soldadura o mediante el uso de un conector mecánico. Cuando el refuerzo en espiral se empalme por traslape, los extremos de la espiral deben terminar en un gancho sísmico de acuerdo con ACI 318, excepto que la curvatura no debe ser inferior a 135 grados. Los empalmes soldados y los conectores mecánicos deben cumplir con ACI 318, Sección 25.5.7.
5. Cuando el refuerzo transversal consista en espirales o aros circulares, la relación volumétrica del refuerzo transversal en espiral en la región de pilotes dúctiles deberá cumplir con

$$\bar{y}_s = 0.25 f_y h^{\frac{1}{3}} \quad \text{Ag } \frac{1.4P}{cAg} \leq 1.0 \cdot 0.5 \beta A_{ch} f_c$$

pero no menos que

$$\bar{y}_s = 0.12 f_y h^{\frac{1}{3}} \quad 0.5 \beta f_c A_{ch}$$

y

$\bar{y}_s$  no necesita exceder 0.021

donde

$\bar{y}_s$  = relación volumétrica (vol. de espiral/vol. de núcleo);

$F_c^0 \geq 6000 \text{ psi}$  ( $\geq 41,4 \text{ MPa}$ );  $f_{yh} = \text{límite elástico}$  ( $\leq 560 \text{ ksi}$ ) ( $\leq 3,9 \text{ GPa}$ ) de la sección transversal del pilote [pulgadas:  $A_{ch}$  = área del núcleo definida por el diámetro exterior de la carga axial sobre el pilote resultante de la combinación de carga:  $(1.2D + 1.5E)P_2$ ;  $1.0E, \text{ lb (kN)}$ ].

Se permite obtener esta cantidad requerida de refuerzo en espiral proporcionando una espiral interior y exterior.

6. Cuando el refuerzo transversal consista en aros y traviesas rectangulares, el área de la sección transversal total del refuerzo transversal lateral en la región dúctil con espaciamiento,  $s$ , y perpendicular a la dimensión,  $hc$ , debe cumplir con

$$\text{Ceniza} = 0.3shc f_{yh}^{0.5} \quad Ag \leq 1.4P \leq 1.0 \cdot 0.5 \cdot b \cdot Ach f_{Ag}$$

pero no menos que

$$\text{Ceniza} = 0.12shc f_{yh}^{0.5} \quad 0.5 \cdot b \cdot f_{Ag}$$

donde

$s$  = espaciamiento del refuerzo transversal medido a lo largo del pilote [pulg. (mm)];

$hc$  = dimensión de la sección transversal del núcleo del pilote medida de centro a centro del refuerzo del aro [pulg. (mm)]; y  $f_{yh} \geq 70 \text{ ksi}$  ( $\geq 483 \text{ MPa}$ ).

Los aros y traviesas deberán ser equivalentes a barras corrugadas de tamaño no menor al No. 3. Los extremos de los aros rectangulares terminarán en una esquina con ganchos sísmicos.

7. Fuer de la región de pilotes dúctiles, el refuerzo espiral o de aro con una relación volumétrica no menor a uno se proporcionará la mitad de la requerida para el refuerzo de confinamiento transversal.

14.2.4 Requisitos adicionales de diseño y detallado para diafragmas de hormigón prefabricado. Además de los requisitos para hormigón armado establecidos en esta norma y ACI 318, Capítulo 6 y Sección 18.12, el diseño, detallado y construcción de diafragmas construidos con componentes de hormigón prefabricado en SDC C, D, E y F, o en SDC B y utilizando los requisitos de la Sección 12.10.3, deberá cumplir con los requisitos de esta sección.

14.2.4.1 Niveles de Demanda Sísmica del Diafragma. Se determinará un nivel de demanda sísmica de diafragma para cada estructura, con base en la categoría de diseño sísmico; número de historias,  $N$ ; luz del diafragma,  $L$ , como se define en la Sección 14.2.4.1.1; y relación de aspecto del diafragma,  $AR$ , como se define en la Sección 14.2.4.1.2.

Para estructuras asignadas a SDC B o C, el nivel de demanda sísmica se designará como bajo. Para estructuras asignadas a SDC D, E o F, el nivel de demanda sísmica se determinará de acuerdo con la Fig. 14.2-1 y lo siguiente:

1. Si  $AR$  es mayor o igual a 2,5 y la demanda sísmica del diafragma es baja de acuerdo con la Fig. 14.2-1, el nivel de demanda sísmica del diafragma se cambiará de bajo a moderado.
2. Si  $AR$  es inferior a 1,5 y la demanda sísmica del diafragma es alta según la Fig. 14.2-1, el nivel de demanda sísmica del diafragma se cambiará de alto a moderado.

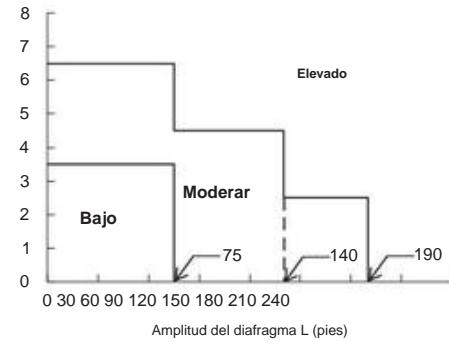


FIGURA 14.2-1 Nivel de demanda sísmica del diafragma

14.2.4.1.1 Tramo del diafragma. La luz del diafragma de una estructura,  $L$ , debe ser la luz máxima del diafragma en cualquier piso de la estructura en cualquier dirección. La luz del diafragma en una dirección particular en un nivel de piso particular debe ser la mayor de la distancia máxima entre dos elementos del sistema de resistencia de fuerza lateral (LFRS) y el doble de la distancia exterior entre el elemento LFRS exterior y el borde libre del edificio.

14.2.4.1.2 Relación de aspecto del diafragma. La relación de aspecto del diafragma,  $AR$ , debe ser la relación entre la luz y la profundidad del diafragma usando la luz del diafragma,  $L$ , definida en la Sección 14.2.4.1.1. La profundidad del diafragma será la dimensión del diafragma perpendicular al tramo del diafragma entre las líneas de cuerda para el diafragma o parte del diafragma.

14.2.4.1.3 Factor de amplificación de corte del diafragma. La resistencia al corte requerida para el diafragma se ampliará por el factor de sobrerresistencia al corte del diafragma,  $\gamma_c$ , que se tomará igual a 1,4Rs.

14.2.4.2 Opciones de diseño de diafragma. Se debe asignar una opción de diseño de diafragma, tal como se define en la Sección 14.2.2.1, con base en la clasificación más baja de deformabilidad del conector o del refuerzo de unión que se utilice.

14.2.4.2.1 Opción de Diseño Elástico. Se permite el uso de cualquier clasificación de deformabilidad del refuerzo del conector o de la junta con la opción de diseño elástico, que a su vez se permite para lo siguiente:

1. bajo nivel de demanda sísmica y
2. nivel de demanda sísmica moderado, siempre que el diseño de fuerza del diafragma aumenta un 15%.

14.2.4.2.2 Opción de Diseño Básico. Se deben utilizar elementos de deformabilidad moderada (MDE) o elementos de deformabilidad alta (HDE) con la opción de diseño básico, que se permite para lo siguiente:

1. nivel de demanda sísmica baja, 2. nivel de demanda sísmica moderada y 3. nivel de demanda sísmica alta, siempre que el diafragma la fuerza de diseño se incrementa en un 15%.

14.2.4.2.3 Opción de Diseño Reducido. Se utilizarán elementos de alta deformabilidad (HDE) con la opción de diseño reducido, cuyo uso está permitido para todos los niveles de demanda sísmica.

14.2.4.3 Conector de diafragma o deformabilidad del refuerzo de unión. Los conectores de diafragma de hormigón prefabricado o el refuerzo de juntas se clasificarán de acuerdo con esta sección.

14.2.4.3.1 Elemento de Baja Deformabilidad (LDE). Se clasifican como elementos de baja deformabilidad los conectores o refuerzos de juntas utilizados en diafragmas de hormigón prefabricado con capacidad de deformación por tracción, según se determina en el [Apartado 14.2.4.6.7](#), inferior a 0,3 pulg. (7,5 mm).

14.2.4.3.2 Elemento de Deformabilidad Moderada (MDE). Se clasifican los conectores o refuerzos de juntas utilizados en diafragmas de hormigón prefabricado con capacidad de deformación por tracción, según se determina en la Sección [14.2.4.6.7](#), mayor o igual a 0,3 pulg. (7,5 mm) pero menor a 0,6 pulg. (15 mm), como elementos de deformabilidad moderada.

14.2.4.3.3 Elemento de Alta Deformabilidad (HDE). Se clasifican como elementos de alta deformabilidad los conectores o refuerzos de juntas utilizados en diafragmas de hormigón prefabricado con capacidad de deformación por tracción, según se determina en la Sección [14.2.4.6.7](#), mayor o igual a 15 mm (0,6 pulg.).

14.2.4.3.4 Clasificación de refuerzo de conector/junta. La clasificación del refuerzo del diafragma de hormigón prefabricado o de los elementos conectores se determinará mediante el ensayo de elementos individuales siguiendo los protocolos de ensayo cíclico definidos en la Sección [14.2.4.4](#).

14.2.4.3.5 Refuerzo de barra corrugada. Las barras de refuerzo deformadas (ASTM A615 o ASTM A706) colocadas sobre una capa final de concreto moldeado en el lugar o tiras de vertido de concreto moldeado en el lugar y que cumplan con los requisitos de recubrimiento, traslape y desarrollo de ACI 318 se considerarán calificadas como de alto rendimiento, elementos de deformabilidad (HDEs).

14.2.4.3.6 Inspección especial. Para un refuerzo de junta o conector de hormigón prefabricado clasificado como un elemento de alta deformabilidad (HDE), la instalación de las partes empotradas y la finalización del refuerzo o conexión en el campo deben estar sujetas a una inspección especial continua realizada por inspectores calificados bajo la supervisión de un profesional de diseño con licencia.

14.2.4.4 Conector de diafragma de hormigón prefabricado y procedimiento de calificación de refuerzo de juntas. Los conectores de diafragma de hormigón prefabricado y el refuerzo de juntas se deben asignar a una clasificación de deformabilidad basada en ensayos. El ensayo deberá establecer la resistencia, rigidez y capacidad de deformación del elemento. Como mínimo, se realizarán ensayos de cortante en el plano y ensayos de tracción en el plano. Se considera que el siguiente procedimiento satisface los requisitos de la prueba.

14.2.4.4.1 Módulos de prueba. Un módulo de ensayo constará de dos elementos de hormigón conectados por un refuerzo de unión o un conector o conectores. Se utilizará un módulo de ensayo a escala real independiente y un número mínimo de ensayos para cada característica de interés. Los módulos se fabricarán a escala real. Los módulos de prueba deben incluir una distancia mínima al borde de 2 pies (0,6 m) desde la línea central de cada conector. Se utilizará un refuerzo adicional para evitar la falla prematura del módulo de prueba. El refuerzo adicional no se colocará de manera que altere el desempeño del conector. La geometría, los detalles de refuerzo, los procedimientos de fabricación y las propiedades de los materiales de las conexiones y los elementos de hormigón conectados deben ser representativos de los que se utilizarán en la estructura prototípica.

14.2.4.4.2 Número de Pruebas. La evaluación de los resultados de las pruebas se hará sobre la base de los valores obtenidos de no menos de tres pruebas, siempre que la desviación de cualquier valor obtenido de una sola prueba no varíe del valor promedio de todas las pruebas en más del 15%. Si dicha desviación del valor promedio para cualquier prueba excede el 15%, entonces se realizarán pruebas adicionales hasta que la desviación de cualquier prueba del promedio

valor no supera el 15% o se ha realizado un mínimo de seis pruebas. No se eliminará ninguna prueba a menos que se proporcione una justificación para su exclusión.

14.2.4.4.3 Configuración de prueba. Para cada prueba de conexión, se debe usar un dispositivo de prueba multidireccional para permitir el control simultáneo de las deformaciones de corte, axiales y de flexión potencial en la unión del módulo de prueba. La demanda se aplicará a través del control de desplazamiento de hasta tres actuadores. El módulo de ensayo se conectaría a vigas de sujeción a lo largo de cada borde paralelo a la junta; se debe minimizar el deslizamiento entre el módulo de prueba y las vigas. Una viga de apoyo se sujetaría al piso del laboratorio, proporcionando un borde fijo, mientras que la otra viga se apoyaría en un soporte móvil de baja fricción. Se restringiría el movimiento vertical del panel.

14.2.4.4.4 Instrumentación. Como mínimo, la instrumentación consistirá en transductores de fuerza y desplazamiento. La fuerza se medirá en línea con cada actuador para cuantificar las demandas axiales y de corte en la conexión. Para acomodar el control de desplazamiento de los actuadores, se deben incorporar transductores de retroalimentación en cada actuador. La deformación de la conexión se medirá directamente en el módulo de prueba. Se utilizará un mínimo de dos transductores axiales para determinar la apertura y cierre axial promedio en la conexión. La deformación por cortante se determinará a partir de las medidas tomadas en el lugar de la conexión. Los soportes del transductor se colocarán en el módulo de prueba a distancias adecuadas de la conexión para minimizar el daño a los soportes del transductor durante la prueba.

14.2.4.4.5 Protocolos de carga. Las conexiones se cargarán con cortante y tracción en el plano de acuerdo con lo siguiente:

1. Las pruebas monótonicas y cíclicas se realizarán bajo control de desplazamiento, utilizando velocidades inferiores a 0,05 in./s (1,25 mm/s). Cada módulo se probará hasta que su resistencia disminuya al 15% de la carga máxima.
2. Se debe realizar un ensayo monótonico para determinar la deformación de referencia, tal como se define en la Sección [14.2.4.4.6](#), Punto 2, del conector o refuerzo, si no se dispone de una deformación de referencia. El módulo de ensayo se cargará con un desplazamiento creciente monótonamente hasta que su resistencia disminuya al 15 % de la carga máxima.
3. Pruebas de corte cíclico en el plano, con una constante de 0,1 pulg. (2,5 mm) de apertura axial, se llevará a cabo para determinar la rigidez, la resistencia y la deformación bajo carga de corte. El módulo de prueba estará sujeto a amplitudes de desplazamiento de corte crecientes. Se aplicarán tres ciclos completamente invertidos en cada amplitud de desplazamiento. A partir del desplazamiento cero, habrá cuatro incrementos de amplitud de desplazamiento iguales a un cuarto del desplazamiento de referencia. Este paso será seguido por dos incrementos, cada uno igual a la mitad del desplazamiento de referencia. Luego habrá dos incrementos más, cada uno igual al desplazamiento de referencia. A este paso le seguirán incrementos iguales al doble del desplazamiento de referencia, hasta que la resistencia disminuya al 15% de la carga máxima.
4. Se realizarán ensayos cíclicos de tensión/compresión en el plano para determinar la rigidez, la resistencia y la deformación. A partir del desplazamiento cero, habrá cuatro incrementos de amplitudes de desplazamiento de tensión iguales a un cuarto del desplazamiento de referencia. Este paso será seguido por dos incrementos, cada uno igual a la mitad del desplazamiento de referencia. Luego habrá dos incrementos más, cada uno igual al desplazamiento de referencia. Esta

irá seguido de incrementos iguales al doble del desplazamiento de referencia, hasta que la resistencia a la tracción disminuya al 15% de la carga máxima. Habrá tres ciclos de carga en cada amplitud de desplazamiento. La porción de compresión de cada ciclo debe ser de fuerza limitada. Cada semiciclo de compresión consistirá en una deformación por compresión creciente hasta que se alcance un límite de fuerza. El límite de fuerza para cada ciclo será igual a la fuerza máxima del medio ciclo de tensión precedente. La deformación por cortante a lo largo de la junta no debe ser restringida durante un ensayo de tracción/compresión.

**14.2.4.4.6 Índices de medición, observaciones de prueba y adquisición de datos.** Las deformaciones de corte y tensión/compresión aplicadas y todas las fuerzas resultantes se registrarán al menos una vez por segundo y formarán la base de los puntos 1 y 2:

1. Deformación de referencia. La deformación de referencia,  $\delta_1$ , correspondiente al Punto 1, determinada en el Punto 2, representa la deformación por fluencia efectiva del conector o armadura. Se permite una determinación analítica de la deformación de referencia como alternativa a la determinación basada en pruebas monotónicas.
2. Sobre de Calificación de Backbone. La respuesta cíclica medida se procesará de acuerdo con el procedimiento siguiente.

Se debe construir una envolvente de la respuesta de deformación de la fuerza cíclica a partir de la fuerza correspondiente al desplazamiento máximo aplicado durante el primer ciclo de cada incremento de deformación. La envolvente se simplificará a una curva principal que consta de cuatro segmentos de acuerdo con la Fig. 14.2-2.

El punto 2 representa la carga máxima de la envolvente. El punto a es el punto en la curva de la columna vertebral donde la fuerza primero es igual al 15% de la carga máxima. La rigidez elástica inicial,  $K_e$ , se calculará como la pendiente de la secante de la relación resistencia-desplazamiento desde el origen hasta el Punto a. El punto b es el punto de la curva envolvente en un desplazamiento  $\delta_b$ . El desplazamiento  $\delta_b$  está en la intersección de una línea horizontal desde la carga envolvente máxima y la línea de rigidez elástica inicial hasta el 15 % de la carga máxima. El punto 1 representa la aparición de la fluencia, que se determina dibujando una línea desde el punto 2 hasta by extendiéndola para intersectar la línea de rigidez elástica inicial a través del 15 % de la carga máxima. El punto 3 es el punto donde la fuerza ha disminuido al 15% de la carga máxima. El punto 2a es el punto donde la deformación es el 50 % de la suma de las deformaciones en los puntos 2 y 3.

La curva de la columna vertebral se clasificará como uno de los tipos indicados en la Fig. 14.2-3. Los elementos de deformación controlada deben cumplir con el Tipo 1 o el Tipo 2, pero no con el Tipo 2 Alternativo, respuesta con  $\delta_2 > \delta_1$ . Todas las demás respuestas se clasificarán como controladas por la fuerza.

**14.2.4.4.7 Propiedades de respuesta.** Las siguientes características de rendimiento del conector o refuerzo de la junta se deben cuantificar a partir de la respuesta de la columna: la deformación por fluencia efectiva (referencia), la capacidad de deformación por tracción, la resistencia a la tracción y la resistencia al corte, todas determinadas como el promedio de los valores obtenidos a partir de la número de pruebas requeridas por la Sección 14.2.4.4.2. La capacidad de deformación a tracción deberá corresponder al Punto 2, para conexiones de deformación controlada (ver definición en la Sección 14.2.4.4.6, Punto 2). Correspondrá al punto 1 para conexiones controladas por fuerza, excepto que para conexiones controladas por fuerza que presenten una respuesta alternativa de tipo 2, la capacidad de deformación por tracción corresponderá al punto 10.

FIGURA 14.2-2 Curva de calificación de red troncal

**Categoría de deformación.** El conector o refuerzo de unión se clasificará como elemento de baja deformabilidad (LDE), elemento de deformabilidad moderada (MDE) o elemento de alta deformabilidad (HDE) en función de su capacidad de deformación en tracción. Los rangos de capacidad de deformación por tracción dados en la Sección 14.2.4.3 deben usarse para determinar la categoría de deformación del conector o refuerzo.

**Resistencia a la tracción.** La resistencia a la tracción del conector o junta. refuerzo será la fuerza correspondiente al Punto 1.

**Resistencia a la cizalladura.** Si la deformación por corte  $\delta_1$  es menor que 6,4 mm (0,25 in), la resistencia al corte será la fuerza en el Punto 1. Si la deformación por corte  $\delta_1$  es mayor o igual a 6,4 mm (0,25 in), la resistencia al corte deberá sea la fuerza a 0,25 pulg. (6,4 mm) de deformación por cortante. Esta resistencia al corte será igual a la rigidez,  $K_e$ , multiplicada por 0,25 pulg. (6,4 mm).

**14.2.4.4.8 Informe de prueba.** El informe de la prueba debe ser completo e independiente para que un experto calificado esté satisfecho de que las pruebas se han diseñado y llevado a cabo de acuerdo con los criterios descritos anteriormente. El informe de ensayo contendrá información que permita una evaluación independiente del rendimiento del módulo de ensayo. Como mínimo, se proporcionará toda la siguiente información:

1. Detalles del diseño y construcción del módulo de prueba, incluidos los dibujos de ingeniería.
2. Propiedades del material especificado utilizado para el diseño y real propiedades del material obtenidas mediante ensayo.
3. Descripción de la configuración de la prueba, incluidos diagramas y fotografías.
4. Descripción de la instrumentación, ubicación y propósito.
5. Descripción y presentación gráfica de la carga aplicada protocolo.
6. Propiedades materiales del concreto medidas de acuerdo con ASTM C39. Se utilizará el promedio de un mínimo de tres pruebas. Las pruebas de compresión se realizarán dentro de los siete días posteriores a las pruebas de conexión o se interpolarán a partir de las pruebas de compresión realizadas antes y después de la serie de pruebas de conexión.
7. Las propiedades del material del conector, el trozo y el metal de soldadura se basan en pruebas de materiales o certificación de fábrica. Como mínimo, se reportarán el esfuerzo de fluencia, el esfuerzo de tracción y la deformación última.
8. Descripción del desempeño observado, incluida la documentación fotográfica, de la condición del módulo de prueba en los ciclos de deformación clave.
9. Presentación gráfica de fuerza versus respuesta de deformación.
10. La envolvente y la columna vertebral de la carga-deformación.
11. Límite elástico, resistencia máxima, deformación elástica, capacidad de deformación por tensión y categoría de deformación de la conexión.
12. Fecha de la prueba Fecha del informe Nombre de la agencia de pruebas, autor(es) del informe, ingeniero profesional supervisor y patrocinador de la prueba.

FIGURA 14.2-3 Tipos de curvas de deformación

#### 14.3 ACERO Y HORMIGÓN COMPUESTOS ESTRUCTURAS

Las estructuras, incluidos los cimientos, construidas con acero y hormigón compuestos para resistir cargas sísmicas deben diseñarse y detallarse de acuerdo con esta norma, incluidos los documentos de referencia y los requisitos adicionales proporcionados en esta sección.

**14.3.1 Documentos de referencia.** El diseño, la construcción y la calidad de los elementos compuestos de acero y concreto que resisten las fuerzas sísmicas deben cumplir con los requisitos aplicables de los siguientes: AISC 341, AISC 360 y ACI 318, excepto el Capítulo 14.

**14.3.2 Generalidades.** Los sistemas de acero estructural que actúan de manera mixta con concreto reforzado deben diseñarse de acuerdo con AISC 360 y ACI 318, excluyendo el Capítulo 14. Cuando se requiera, el diseño sísmico de sistemas compuestos de acero y concreto debe estar de acuerdo con las disposiciones adicionales de la Sección 14.3.3 .

**14.3.3 Requisitos sísmicos para estructuras compuestas de acero y hormigón.** Cuando se utilice un coeficiente de modificación de respuesta, R, de acuerdo con la Tabla 12.2-1 para el diseño de sistemas de acero estructural que actúen de forma mixta con hormigón armado, las estructuras deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos de AISC 341.

**14.3.4 Pilotes de hormigón con cubierta metálica.** Los pilotes de hormigón con cubierta metálica deben diseñarse y detallarse de acuerdo con la Sección 14.2.3.1.3.

#### 14.4 ALBAÑILERÍA

Las estructuras, incluyendo los cimientos, construidas de mampostería para resistir cargas sísmicas deberán diseñarse y detallarse de acuerdo con esta norma, incluyendo las referencias y requisitos adicionales provistos en esta sección.

**14.4.1 Documentos de Referencia.** El diseño, la construcción y el aseguramiento de la calidad de los elementos de mampostería que resisten fuerzas sísmicas deben cumplir con los requisitos de TMS 402 y TMS 602, excepto según lo modificado por la Sección 14.4.

**14.4.2 Factores R.** Para calificar para los coeficientes de modificación de respuesta, R, establecidos en esta norma, se deben cumplir los requisitos de TMS 402 y TMS 602, según se enmiendan en las secciones subsiguientes.

Los muros de corte de mampostería reforzada especial diseñados de acuerdo con la Sección 8.3 o 9.3 de TMS 402 también deben cumplir con los requisitos adicionales contenidos en la Sección 14.4.4 o 14.4.5.

#### 14.4.3 Modificaciones al Capítulo 7 de TMS 402

**14.4.3.1 Juntas de separación.** Agregue la siguiente nueva Sección 7.5 a TMS 402:

**7.5.1 Juntas de separación.** Cuando el concreto colinda con la mampostería estructural y la junta entre los materiales no está diseñada como una junta de separación, el concreto debe ser rugoso de modo que la altura promedio de exposición del agregado sea de 1/8 pulg. (3 mm) y debe adherirse a la mampostería en de acuerdo con estos requisitos como si fuera mampostería. Las juntas verticales que no estén destinadas a actuar como juntas de separación deben estar cruzadas por refuerzo horizontal como lo requiere la Sección 5.1.1.2.

#### 14.4.4 Modificaciones al Capítulo 6 de TMS 402

##### 14.4.4.1 Requisitos y detalles del refuerzo

**14.4.4.1.1 Limitaciones del tamaño de las barras de refuerzo.** Modifique lo siguiente dentro de TMS 402, Sección 6.1.2:

Eliminar TMS 402, Sección 6.1.2.1, y reemplazar con:

**6.1.2.1** Las barras de refuerzo utilizadas en mampostería no deben ser más grandes que el No. 9 (M#29).

Eliminar TMS 402, Sección 6.1.2.2, y reemplazar con:

**6.1.2.2** El diámetro nominal de la barra no debe exceder un octavo del espesor nominal del elemento y no debe exceder un cuarto de la dimensión menos clara de la celda, hilera o junta de collar en la que se coloca.

Agregue la siguiente oración al final de TMS 402, Sección 6.1.2.4:

El área de las barras de refuerzo colocadas en una celda o en un curso de construcción de unidades huecas no debe exceder el 4% del área de la celda.

**14.4.4.1.2 Empalmes en Refuerzo.** Agregue las siguientes secciones nuevas 6.1.6.1.1.4 y 6.1.6.1.2.1 al TMS 402:

**6.1.6.1.1.4** Cuando  $M=Vudv$  excede 1.5 y la carga sísmica asociada con el desarrollo de la capacidad nominal de corte excede el 80% de la carga sísmica asociada con el desarrollo de la capacidad nominal de flexión, no se deben usar empalmes traslapados en las zonas de bisagra plástica de muros de cortante de mampostería reforzada especial. La longitud de la zona de articulación plástica debe tomarse como mínimo 0,15 veces la distancia entre el punto de momento cero y el punto de momento máximo.

**6.1.6.1.2.1** Donde  $M=Vudv$  excede 1.5 y la carga sísmica asociada con el desarrollo de la capacidad de corte nominal excede el 80% de la carga sísmica asociada con

desarrollo de la capacidad nominal a flexión, no se permitirán empalmes soldados en zonas de articulación plástica de muros de mampostería con refuerzo especial.

Reemplace TMS 402, Sección 6.1.6.1.3, de la siguiente manera:

**6.1.6.1.3 Conexiones mecánicas:** Los empalmes mecánicos se deben clasificar como Tipo 1 o Tipo 2 de acuerdo con la Sección 18.2.7.1 de ACI 318. Los empalmes mecánicos Tipo 1 no se deben usar dentro de una zona de bisagra plástica o dentro de una junta de pilar-tímpano de un sistema especial de muros de corte de mampostería reforzada. Se permitirán empalmes mecánicos tipo 2 en cualquier lugar dentro de un miembro.

#### 14.4.5 Modificaciones al Capítulo 9 de TMS 402

**14.4.5.1 Anclaje a Mampostería.** Agregue lo siguiente como primer párrafo en TMS 402, Sección 9.1.6:

**9.1.6 Pernos de anclaje empotrados en lechada.** Los ensambles de anclaje que conectan elementos de mampostería que son parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas a diafragmas y cuerdas deben diseñarse de modo que la resistencia del anclaje se rija por la fluencia del acero por tracción o cortante.

Alternativamente, se permite que el conjunto de anclaje se diseñe de modo que se rija por la ruptura de la mampostería o la extracción del anclaje, siempre que el conjunto de anclaje esté diseñado para resistir no menos de 2,0 veces las fuerzas mayoradas transmitidas por el conjunto.

**14.4.5.2 Vigas de Acoplamiento.** Agregue la siguiente nueva Sección 9.3.4.2.5 a TMS 402:

**9.3.4.2.5 Vigas de Acoplamiento.** Los elementos estructurales que proporcionan acoplamiento entre muros de cortante deben diseñarse para alcanzar su momento o resistencia nominal al cortante antes de que cualquiera de los muros alcance su momento o resistencia nominal al cortante. El análisis de muros de cortante acoplados deberá cumplir con los principios aceptados de la mecánica.

La resistencia de cálculo a cortante,  $\gamma V_n$ , de las vigas de acoplamiento deberá satisfacer el siguiente criterio:

$$\frac{1.25\delta M_1}{\gamma V_n} \geq M_2$$

donde

M1 y M2 = momento nominal resistente en los extremos de la viga;

Lc = longitud de la viga entre los muros de cortante; y Vg = fuerza cortante no mayorada causada por cargas de gravedad.

El cálculo del momento de flexión nominal deberá incluir el refuerzo en los sistemas de techo y piso de hormigón armado. El ancho del hormigón armado utilizado para los cálculos de armadura será seis veces el espesor de la losa de piso o techo.

#### 14.4.5.3 Muros con tensión axial mayorada mayor que

$0.05f_{\text{c}}^{\text{max}}$ . Agregue la siguiente excepción después de la tercera parágrafo de TMS 402, Sección 9.3.5.4.2:

**EXCEPCIÓN:** Se permite un espesor nominal de 4 pulg. (102 mm) donde las paredes de mampostería de unidades de arcilla hueca reforzada que soportan carga satisfacen todas las siguientes condiciones:

1. Las relaciones máximas de altura a espesor o de longitud a espesor sin apoyo no superan 27.
2. La fuerza de la unidad de área neta supera los 8000 psi (55 MPa).
3. Las unidades se establecen en bonos corrientes.

4. Los tamaños de barra no superan el No. 4 (13 mm).
5. No hay más de dos barras o un empalme en una celda.
6. Las juntas no se rastrillan.

**14.4.5.4 Claves de corte.** Agregue la siguiente nueva Sección 9.3.6.7 a TMS 402:

**9.3.6.7 Claves de corte.** La superficie de concreto sobre la cual se construye un muro de corte especial de mampostería reforzada debe tener una rugosidad superficial mínima de 1/8 pulg. (3 mm). Se requieren llaves de corte cuando la deformación por tracción calculada en el refuerzo vertical de las cargas en el plano excede la deformación de fluencia bajo combinaciones de carga que incluyen fuerzas sísmicas basadas en un factor R igual a 1,5. En la interfaz entre el muro y la cimentación se colocarán llaves de corte que satisfagan los siguientes requisitos:

1. El ancho de las llaves será por lo menos igual al ancho del espacio de lechada.
2. La profundidad de las llaves debe ser de al menos 38 mm (1,5 pulg.).
3. La longitud de la llave debe ser de al menos 6 pulgadas (152 mm).
4. El espacio entre llaves será al menos igual a la longitud de la llave.
5. La longitud acumulada de todas las llaves en cada extremo del muro de corte deberá ser al menos el 10 % de la longitud del muro de corte (20 % en total).
6. Al menos 6 pulg. (150 mm) de una llave de corte deben colocarse dentro de las 16 pulg. (406 mm) de cada extremo de la pared.
7. Cada clave y el espacio de lechada sobre cada clave en la primera hilera de mampostería se lechará sólidamente.

#### 14.4.6 Modificaciones al Capítulo 12 de TMS 402 14.4.6.1 Anclajes

para láminas de metal corrugado. Agregue la Sección 12.2.2.11.1.1 al TMS 402 de la siguiente manera:

**12.2.2.11.1.1 Proporcione un refuerzo de unión de un solo alambre continuo de tamaño de alambre W1.7 (MW11) con una separación máxima de 18 pulg. (457 mm) en el centro verticalmente. Sujete mecánicamente los anclajes al refuerzo de la junta con clips o ganchos.**

No se utilizarán anclajes de chapa ondulada.

#### 14.4.7 Modificaciones al TMS 602.

**14.4.7.1 Procedimientos de Construcción.** Agregue el siguiente nuevo Artículo 3.5 I a TMS 602:

- 3.5 I. Se utilizarán procedimientos de construcción o aditivos para facilitar la colocación y controlar la contracción de la lechada.

#### 14.5 MADERA

Las estructuras, incluidos los cimientos, construidas con madera para resistir cargas sísmicas deberán diseñarse y detallarse de acuerdo con esta norma, incluidas las referencias y requisitos adicionales provistos en esta sección.

**14.5.1 Documentos de referencia.** La calidad, las pruebas, el diseño y la construcción de elementos y sus fijaciones en sistemas de madera que resistan fuerzas sísmicas deberán cumplir con los requisitos de los siguientes documentos de referencia aplicables: AWC NDS y AWC SDPWS.

#### 14.6 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Consulte el Capítulo 23 para obtener la lista de estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO 15

### REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS QUE NO SON DE CONSTRUCCIÓN

#### 15.1 GENERALIDADES

**15.1.1 Estructuras no edificables.** Las estructuras que no son de edificación incluyen todas las estructuras autosostentadas que soportan cargas de gravedad y que pueden ser necesarias para resistir los efectos de un terremoto, con la excepción de las estructuras de edificación específicamente excluidas en la Sección 11.1.2 y otras estructuras que no son de edificación donde aún no se han desarrollado disposiciones sísmicas específicas. , y por lo tanto, no se establecen en el Capítulo 15. Las estructuras que no son de edificación soportadas por la tierra o soportadas por otras estructuras deben estar diseñadas y detalladas para resistir las fuerzas laterales mínimas especificadas en este capítulo. El diseño deberá cumplir con los requisitos aplicables de otras secciones modificadas por esta sección. El diseño de los cimientos deberá cumplir con los requisitos de las Secciones 12.1.5, 12.13 y el Capítulo 14.

**15.1.2 Diseño.** El diseño de las estructuras que no sean de edificación deberá proporcionar suficiente rigidez, resistencia y ductilidad de conformidad con los requisitos especificados en el presente para que las edificaciones resistan los efectos de los movimientos sísmicos del suelo representados por estas fuerzas de diseño:

- un. La resistencia aplicable y otros criterios de diseño se obtendrán de otras partes de los requisitos sísmicos de esta norma o sus documentos de referencia.
- B. Cuando la resistencia aplicable y otros criterios de diseño no estén incluidos en los requisitos sísmicos de esta norma o no estén referenciados por ellos, dichos criterios se deben obtener de los documentos de referencia. Cuando los documentos de referencia definan los criterios de aceptación en términos de esfuerzos permisibles en lugar de resistencia, las fuerzas sísmicas de diseño deben obtenerse de esta sección y usarse en combinación con otras cargas como se especifica en la Sección 2.4 de esta norma y usarse directamente con los esfuerzos permisibles especificados en los documentos de referencia. Los detalles deben estar de acuerdo con los documentos de referencia.

**15.1.3 Selección del Procedimiento de Análisis Estructural.** Los procedimientos de análisis estructural para estructuras que no sean de edificación que sean similares a edificios se seleccionarán de acuerdo con la Sección 12.6. Las estructuras que no son de edificación que no son similares a edificaciones deben diseñarse usando el procedimiento de fuerza lateral equivalente de acuerdo con la Sección 12.8, los procedimientos de análisis dinámico lineal de acuerdo con la Sección 12.9, el procedimiento de análisis de historial de respuesta no lineal de acuerdo con el Capítulo 16, o el procedimiento prescrito en el documento de referencia específico.

#### EXCEPCIONES:

1. Para estructuras en voladizo de masa distribuida enumeradas en la Tabla 15.4-2, incluidas las de acero y hormigón armado

chimeneas, silos, recipientes verticales apoyados en faldones y estructuras de soporte tubulares de acero para sistemas generadores de turbinas eólicas terrestres utilizando el procedimiento de análisis modal de la Sección 12.9.1 y la respuesta combinada para el cortante base modal ( $V_t$ ) a menos de 85 % del cortante base calculado ( $V$ ) utilizando el procedimiento de fuerza lateral equivalente, se permite multiplicar las fuerzas por 0,85  $V/V_t$  en lugar de las disposiciones de la Sección 12.9.1.

2. Para las estructuras en voladizo de masa distribuida enumeradas en la Tabla 15.4-2, incluidas las chimeneas, los silos, los silos, los recipientes verticales con faldones y las estructuras de soporte tubulares de acero para sistemas de generadores de turbinas eólicas terrestres de acero y hormigón armado que utilizan el procedimiento de análisis modal de la Sección 12.9.1 y la respuesta combinada para el cortante base modal ( $V_t$ ) a menos de 0,85CsW, y donde Cs se determina de acuerdo con la ecuación. (12.8-6), las derivas se multiplicarán por 0,85CsW/ $V_t$  en lugar de las disposiciones de Sección 12.9.

**15.1.4 Estructuras que no son de edificación sensibles a los movimientos verticales del terreno.** Los tanques, recipientes, estructuras colgantes y estructuras que no sean de edificación que incorporen voladizos horizontales deben usar la Sección 11.9 para determinar el movimiento del suelo de diseño sísmico vertical que se aplicará al diseño de la estructura que no sea de edificación. Para estas estructuras, las fuerzas de diseño en miembros y conexiones deben determinarse mediante un análisis modal realizado de acuerdo con la Sección 12.9 o un análisis del historial de respuesta realizado de acuerdo con el Capítulo 12 o el Capítulo 16, excepto que el componente de movimiento vertical del suelo debe incluirse en el análisis. usando los espectros definidos en la Sección 11.9.

Alternativamente, se permite el uso de los procedimientos estáticos equivalentes de la Sección 12.8 y la Sección 15.4 para determinar la fuerza sísmica de diseño con los movimientos de componentes verticales. Para tanques y embarcaciones, se deben aplicar movimientos verticales del suelo según lo requiere la Sección 15.7.2c. Para estructuras colgantes y estructuras que no sean de edificación que incorporen voladizos horizontales, la aceleración espectral de respuesta vertical de diseño,  $S_{av}$ , se debe tomar como el valor máximo del espectro de respuesta de la Sección 11.9.

Alternativamente, se permite determinar la aceleración espectral de la respuesta vertical de diseño,  $S_{av}$ , usando las disposiciones de la Sección 11.9 usando el período vertical de la estructura determinado por análisis racional. Los efectos sísmicos horizontales deben combinarse con los efectos sísmicos verticales utilizando la dirección de los criterios de carga especificados en la Sección 15.1.4.1 para estructuras colgantes y estructuras que incorporen voladizos horizontales. El factor de modificación de respuesta,  $R$ , para uso con movimientos de suelo de diseño sísmico vertical debe tomarse como 1.0 excepto en la determinación de fuerzas circunferenciales hidrodinámicas en paredes de tanques cilíndricos. La determinación de las fuerzas circulares hidrodinámicas causadas por movimientos de suelo de diseño sísmico vertical en

Las paredes cilíndricas del tanque deben cumplir con los requisitos de la Sección 15.7.2c(2).

15.1.4.1 Criterios de dirección de carga para estructuras que no son de edificación sensibles a movimientos verticales del suelo. Las siguientes combinaciones de carga ortogonal de efectos de carga sísmica horizontal y vertical se aplicarán a estructuras colgantes y estructuras que incorporen voladizos horizontales.

15.1.4.1.1 Fuerza. Las direcciones de aplicación de las fuerzas sísmicas utilizadas en el diseño resistente de los elementos de la estructura serán aquellas que produzcan los efectos de carga más críticos. Este requisito se considera satisfecho si los elementos de la estructura están diseñados para las demandas más estrictas de las siguientes direcciones de carga:

1. 100% de las fuerzas para una dirección horizontal más 30% de las fuerzas para la dirección horizontal perpendicular más 30% de las fuerzas para la dirección vertical. Se utilizará la combinación que requiera la máxima resistencia de los componentes.
2. 100% de las fuerzas para la dirección vertical más 30% de las fuerzas para la dirección horizontal más 30% de las fuerzas para la dirección horizontal perpendicular. Se utilizará la combinación que requiera la máxima resistencia del componente.

15.1.4.1.2 Vuelco y Estabilidad. Las direcciones de aplicación de las fuerzas sísmicas utilizadas en la evaluación de la estabilidad al vuelco y al deslizamiento de la estructura serán aquellas que produzcan los efectos de carga más críticos. Este requisito se considera cumplido si las estructuras y sus cimientos se evalúan para

estabilidad de vuelco y deslizamiento utilizando las siguientes direcciones de carga:

1. 100% de las fuerzas para una dirección horizontal más 30% de las fuerzas para la dirección horizontal perpendicular más 30% de las fuerzas para la dirección vertical. Se utilizará la combinación que requiera la máxima resistencia de los componentes.

**15.2 ESTA SECCIÓN SE HA DEJADO EN BLANCO INTENCIONALMENTE;  
VER SECCIÓN 15.8**

### 15.3 ESTRUCTURAS NO EDIFICALES SOPORTADAS POR OTRAS ESTRUCTURAS

Cuando las estructuras que no son de edificación identificadas en la Tabla 15.4-2 están soportadas por otras estructuras y las estructuras que no son de edificación no son parte del sistema principal de resistencia a fuerzas sísmicas, se debe usar uno de los siguientes métodos.

15.3.1 Condición de peso combinado inferior al 25 %. Para la condición en la que el peso de la estructura que no es de edificación es inferior al 25 % de los pesos sísmicos efectivos combinados de la estructura que no es de edificación y la estructura de soporte, las fuerzas sísmicas de diseño de la estructura que no es de edificación deben determinarse de acuerdo con el Capítulo 13 donde los valores de Rp y ap se determinará de acuerdo con la Sección 13.1.6. La estructura de soporte se debe diseñar de acuerdo con los requisitos del Capítulo 12 o la Sección 15.5, según corresponda, considerando el peso de la estructura que no es de edificación en la determinación del peso sísmico efectivo, W.

15.3.2 Condición de peso combinado mayor o igual al 25 %. Para la condición en la que el peso de la estructura que no es de edificación es igual o superior al 25 % de los pesos sísmicos efectivos combinados de la estructura que no es de edificación y la estructura de soporte, un análisis que combine la estructura

Las características de la estructura que no es de edificación y de las estructuras de soporte se deben realizar para determinar las fuerzas sísmicas de diseño de la siguiente manera:

1. Cuando el período fundamental, T, de la estructura no edificable sea inferior a 0,06 s, la estructura no edificable se considerará un elemento rígido con una distribución adecuada de su peso sísmico efectivo. La estructura de soporte se debe diseñar de acuerdo con los requisitos del Capítulo 12 o la Sección 15.5, según corresponda, y se permite tomar el valor R del sistema combinado como el valor R del sistema estructural de soporte. La estructura no edificable y los accesorios se deben diseñar para las fuerzas usando los procedimientos del Capítulo 13 donde el valor de Rp se debe tomar como igual al valor R de la estructura no edificable como se establece en la Tabla 15.4-2, y se debe tomar ap como 1.0.
2. Cuando el período fundamental, T, de la estructura que no es de edificación es de 0,06 s o mayor, la estructura que no es de edificación y la estructura de soporte se deben modelar juntas en un modelo combinado con la rigidez adecuada y distribuciones de peso sísmico efectivo. La estructura combinada se debe diseñar de acuerdo con la Sección 15.5 con el valor R del sistema combinado tomado como el valor R menor de la estructura que no es de edificación o la estructura de soporte. La estructura no edificable y los anexos se deben diseñar para las fuerzas determinadas para la estructura no edificable en el análisis combinado.

**15.3.3 Componentes Arquitectónicos, Mecánicos y Eléctricos.** Los componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos soportados por estructuras que no sean de edificación deben diseñarse de acuerdo con el Capítulo 13 de esta norma.

### 15.4 REQUISITOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

**15.4.1 Base de diseño.** Las estructuras que no sean de edificación que tengan criterios de diseño sísmico específicos establecidos en documentos de referencia se diseñarán utilizando las normas modificadas en el presente. Cuando no se citen documentos de referencia en este documento, las estructuras que no sean de edificación se deben diseñar de acuerdo con las Secciones 15.5 y 15.6 para resistir fuerzas sísmicas laterales mínimas que no sean menores que los requisitos de la Sección 12.8, con las siguientes adiciones y excepciones:

1. El sistema resistente a fuerzas sísmicas se seleccionará como sigue:
  - un. Para estructuras no edificables similares a edificios, se debe seleccionar un sistema de entre los tipos indicados en la Tabla 12.2-1 o la Tabla 15.4-1 sujeto a las limitaciones del sistema y los límites de altura estructural, hn, con base en la Categoría de diseño sísmico indicada en la mesa. Los valores apropiados de R,  $\bar{y}$ 0 y Cd indicados en la tabla seleccionada se deben usar para determinar el cortante base, las fuerzas de diseño del elemento y la deriva del piso de diseño como se indica en esta norma. Los requisitos de diseño y detalle deben cumplir con las secciones a las que se hace referencia en la tabla seleccionada. B. Para estructuras que no sean de edificación que no sean similares a edificios, se debe seleccionar un sistema de entre los tipos indicados en la Tabla 15.4-2, sujeto a las limitaciones del sistema y los límites de altura estructural, hn, con base en la Categoría de diseño sísmico indicada en la tabla. Los valores apropiados de R,  $\bar{y}$ 0 y Cd indicados en la Tabla 15.4-2 se deben usar para determinar el cortante base, las fuerzas de diseño del elemento y la deriva del piso de diseño como se indica en esta norma.

Tabla 15.4-1 Coeficientes sísmicos para estructuras no edificables similares a edificios

Tipo de estructura no edificable	Requisitos de detalle	Sistema Estructural y Altura Estructural, hn , Límites (pies) <sup>a</sup>					Categoría de diseño sísmico	
		R	ÿ0	—	B CDb Eb	FC		
Bastidores de almacenamiento de acero	Segundo. 15.5.3.1	4	2	—	3.5 NL NL NL NL NL			
Estanterías cantilever de acero para almacenamiento de acero laminado en caliente								
Marco de momento ordinario (cruce de pasillo)	15.5.3.2 y AISC 360 15.5.3.2				NL NL NP NP NP			
Marco de momento ordinario (cruce de pasillo)d	y AISC 341	3 2.5	3 2	—	3 2.5 NL NL NL NL NL			
Bastidor arriostrado ordinario (cruce de pasillo)	15.5.3.2 y AISC 360 15.5.3.2				NL NL NP NP NP			
Bastidor arriostrado ordinario (cruce de pasillo)d	y AISC 341	3 3.25	3 2	—	3 3.25 NL NL NL NL NL			
Estanterías de almacenamiento en voladizo de acero acero conformado en frío								
Marco de momento ordinario (cruce de pasillo)	15.5.3.2 y AISI S100 15.5.3.2	3	3	3	NL NL NP NP NP			
Marco de momento ordinario (cruce de pasillo)	y AISI S100	1	1	1	NL NL NL NL NL			
Bastidor arriostrado ordinario (cruce de pasillo)	15.5.3.2 y AISI S100	3	3	3	NL NL NP NP NP			
Sistemas de marcos de construcción:								
Marcos especiales de acero arriostrados concéntricamente	AISC 341	6	2	5	NL NL 160	160	100	
Marco ordinario de acero arriostrado concéntricamente	AISC 341	3½	2 3½ 2	—	NL NL 35f	35f	NPF	
Con aumento de altura permitido	AISC 341	2½	2½	—	NL NL 160	160	100	
Con altura ilimitada	AISC 360	1.5	1	—	1.5 NL NL NL NL NL			
Sistemas de marcos resistentes a momentos:								
Pórticos especiales de momento de acero	AISC 341	8	3	—	5.5 NL NL NL NL NL			
Pórticos especiales de hormigón armado	ACI 318, incluido el Capítulo 18		3	—	5.5 NL NL NL NL NL			
Pórticos de momento intermedio de acero:	AISC 341	8 4.5	3	4	NL NL 35f,i NPh,i NPh,j			
Con aumento de altura permitido	AISC 341	2.5	2	—	2.5 NL NL 160 160 100			
Con altura ilimitada	AISC 341	1.5	1	—	1.5 NL NL NL NL NL			
Pórticos intermedios resistentes a momentos de hormigón armado: ACI 318, incluido el Capítulo 18		5	3	—	4.5 NL NL NP NP NP			
Con aumento de altura permitido	ACI 318, incluido el Capítulo 18		2	—	2.5 NL NL 50 1	50	50	
Con altura ilimitada	ACI 318, incluido el Capítulo 18	3 0.8	1	—	NL NL NL NL NL			
Marcos de momento ordinarios de acero:								
Con aumento de altura permitido	AISC 341	3.5			NL NL NPh,i NPh,j NPh,j			
Con altura ilimitada	AISC 360	2.5	3 2	—	3 2.5 NL NL 100 1	100	Nph	
Pórticos ordinarios resistentes a momentos de hormigón armado:	ACI 318, excluyendo el Capítulo 18	3	—	—	2.5 NL NP NP NP NP			
Con aumento de altura permitido	ACI 318, excluyendo el Capítulo 18	0,8	1	1	NL NL 50	50	50	

<sup>a</sup> NL = sin límite y NP = no permitido.<sup>b</sup> Consulte la Sección 12.2.5.4 para obtener una descripción de los sistemas de resistencia a fuerzas sísmicas limitados a estructuras con una altura estructural, hn, de 240 pies (73,2 m) o menos.<sup>c</sup> Consulte la Sección 12.2.5.4 para sistemas de resistencia a fuerzas sísmicas limitados a estructuras con una altura estructural, hn, de 160 pies (48,8 m) o menos.<sup>d</sup> La conexión de la columna a la base se debe diseñar para el menor de Mn de la columna o el momento mayorado en la base de la columna para el caso de carga sísmica, utilizando el factor de sobrerresistencia.<sup>e</sup> Se permite diseñar secciones conformadas en frío que cumplan con los requisitos de AISC 341, Tabla D1.1, de acuerdo con AISC 341.<sup>f</sup> Se permiten marcos de acero reforzados ordinarios en bastidores de tuberías de hasta 65 pies (20 m).<sup>g</sup> En la Sección 2.3 de ACI 318, la definición de "pórtico de momento especial" incluye la construcción prefabricada y colada en el lugar.<sup>h</sup> Se permiten pórticos de momento ordinarios de acero y pórticos de momento intermedios en bastidores de tuberías de hasta 65 pies (20 m) donde las juntas de momento de las conexiones de campo están construidas con placas de extremo tornilladas.<sup>i</sup> Se permiten marcos de momento ordinarios de acero y marcos de momento intermedios en racks de tuberías de hasta 35 pies (11 m).

Los requisitos de diseño y detallado deben cumplir con las secciones a las que se hace referencia en la Tabla 15.4-2.

C. Donde ni la Tabla 15.4-1 ni la Tabla 15.4-2 contienen una entrada adecuada, fuerza aplicable y otros los criterios de diseño se obtendrán de un documento de referencia que sea aplicable al tipo específico de estructura que no es de edificación. Los requisitos de diseño y detallado deben cumplir con el documento de referencia.

2. Para sistemas que no sean de construcción que tengan un valor R provisto en Tabla 15.4-2, el valor mínimo especificado en la ecuación. (12.8-5) será reemplazado por

$$Cs = 0.044SDSle \quad (15.4-1)$$

El valor de Cs no se tomará como inferior a 0,03.

Y para estructuras no edificables ubicadas donde S1 ÿ 0,6 g, el valor mínimo especificado en la ecuación. (12.8-6) será reemplazado por

$$Cs = 0.8S1/\delta R/IeP \quad (15.4-2)$$

**EXCEPCIÓN:** Tanques y recipientes que están diseñados para AWWAD100; AWWA D103; API 650, Apéndice E; y API 620, Apéndice L, modificado por esta norma, y pilas y chimeneas que están diseñadas para ACI 307 como modificada por esta norma, estarán sujeta a la mayor de el valor mínimo de cortante base definido por la referencia documento o el valor determinado reemplazando la Eq. (12.8-5) con lo siguiente:

$$Cs = 0.044SDSle \quad (15.4-3)$$

Tabla 15.4-2 Coeficientes sísmicos para estructuras no edificables que no son similares a edificios

Tipo de estructura no edificable	Requisitos detallados <sup>c</sup>	R	$\gamma_0$	Categoría de diseño sísmico	
				—	BCDEF
Tanques elevados, recipientes, contenedores o tolvas:					
Sobre patas arriostradas simétricamente (no similar a los edificios)	Segundo.		2d	2.5 NL NL 160 100 100	
En piernas no arriostradas o piernas arriostradas asimétricamente (no similar a los edificios)	15.7.10 seg. 15.7.10	3 2	2d	2,5 NL NL 100 60 60	
Recipientes horizontales de acero soldado con soporte de silla	Segundo. 15.7.14	3	2d	2.5 NL NL NL NL NL	
Tanques de fondo plano apoyados en tierra:	Segundo. 15.7				
Acero o plástico reforzado con fibra:					
Anclado mecánicamente			3 2.5	2d 2d	2.5 NL NL NL NL NL
Auto-anclado					2 NL NL NL NL NL
Hormigón armado o pretensado:					
Base antideslizante reforzada			2 3,25 2d	2	NL NL NL NL NL NL
Base flexible anclada			1,5d 1,5		2 NL NL NL NL NL
Base flexible no anclada y sin restricciones			1,5	1,5d	1.5 NL NL NL NL NL
Todos los demás					1.5 NL NL NL NL NL
Silos de concreto vaciado en el lugar que tienen paredes continuas hasta el Fundación	Segundo. 15.6.2	3	1.75 3	NL NL NL NL NL	
Todas las demás estructuras de mampostería reforzada no similares a edificios. detallado como muros de cortante intermedios de mampostería reforzada	Segundo. 14.4.1e	3	2	2.5 NL NL 50 50 50	
Todas las demás estructuras de mampostería reforzada no similares a edificios. detallados como muros de corte ordinarios de mampostería reforzada	Segundo. 14.4.1	2	2.5	1.75 NL 160 NP NP NP	
Todas las demás estructuras de mampostería no reforzada que no sean similares a edificios	Segundo.		1.25 2	1.5 NL NP NP NP NP	
Chimeneas y chimeneas de hormigón	14.4.1 Seg. 15.6.2 y ACI 307	2	1.5	2.0 NL NL NL NL NL	
Chimeneas y pilas de acero	15.6.2 y ASME STS-1 Sec.	2	2	2 NL NL NL NL NL	
Todas las estructuras en voladizo de masa distribuida de acero y hormigón armado no cubiertos de otro modo en este documento, incluidas chimeneas, chimeneas, silos, recipientes verticales apoyados en faldones; de un solo pedestal o con falda	15.6.2				
Acero soldado	Segundo.	2	2d	2	NL NL NL NL NL
Acero soldado con detalles especiales <sup>f</sup>	15.7.10 Segs . 15.7.10 y 15.7.10.5	3	2d	2	NL NL NL NL NL
a y B					
Hormigón pretensado o armado	Segundo. 15.7.10	2	2d	2	NL NL NL NL NL
Hormigón pretensado o armado con detalles especiales	segundos 15.7.10 y ACI 318, Capítulo 18, Secs. 18.2 y 18.10	3	2d	2	NL NL NL NL NL
Torres enrejadas (independientes o arriostradas), pilas arriostradas y chimeneas Sec. 15.6.2			2	2.5 NL NL NL NL NL	
Estructuras de soporte tubulares de acero para aerogeneradores terrestres	Segundo.	3 1.5	1.5	1.5 NL NL NL NL NL	
15.6.7 sistemas					
Torres de enfriamiento:					
Concreto o acero		3.5	1.75 3 3 3	NL NL NL NL NL	
Marcos de madera		3.5		NL NL NL 50 50	
Torres de telecomunicaciones:	Segundo. 15.6.6				
Braguero: Acero			1,5	3 NL NL NL NL NL	
Poste: Acero		3	1,5	1.5 NL NL NL NL NL	
Madera			1,5	1,5	1.5 NL NL NL NL NL
Hormigón			1,5 1,5	1,5	1.5 NL NL NL NL NL
Marco: Acero		3	1,5	1.5 NL NL NL NL NL	
Madera			1,5	1,5	1.5 NL NL NL NL NL
Hormigón			2	1,5	1.5 NL NL NL NL NL
Estructuras de atracciones y monumentos.	Segundo.	2	2 2	2 NL NL NL NL NL	
Estructuras tipo péndulo invertido (excepto tanques elevados, embarcaciones, contenedores y tolvas)	15.6.3 Seg. 12.2.5.3	2		2 NL NL NL NL NL	
Muros o vallas en voladizo apoyados en el suelo	Segundo. 15.6.8		1,25 2 3,0	2.5 NL NL NL NL NL	
Rótulos y vallas publicitarias			1,25 2	1.75 3	NL NL NL NL NL
Todas las demás estructuras autosostentadas, tanques o recipientes no cubiertos por encima o por estándares de referencia que no son similares a los edificios					2.5 NL NL 50 50 50

<sup>a</sup> NL = sin límite y NP = no permitido.<sup>b</sup> A los efectos de la determinación del límite de altura, la altura de la estructura debe tomarse como la altura hasta la parte superior del marco estructural que constituye la estructura principal. sistema resistente a fuerzas sísmicas.<sup>c</sup> Si una sección no se indica en la columna de requisitos detallados, no se aplican requisitos específicos detallados.<sup>d</sup> Consulte la Sección 15.7.3.a para la aplicación de los factores de sobrerresistencia,  $\gamma_0$ , para tanques y recipientes.<sup>e</sup> Detallado con un marco de carga vertical esencialmente completo.<sup>f</sup> Los apartados 15.7.10.5.ay 15.7.10.5.b serán de aplicación para cualquier categoría de riesgo .

El valor de  $C_s$  no se tomará como inferior a 0,01.

Y para estructuras que no son de edificación ubicadas donde  $S_1 \geq 0.6g$ , el valor mínimo especificado en Eq. (12.8-6) será reemplazado por

$$C_s = 0.5S_1/\delta R/leb \quad (15.4-4)$$

Los requisitos mínimos de cortante base no necesitan aplicarse al componente convectivo (chapoteo) del líquido en los tanques.

3. El Factor de Importancia, es decir, será el establecido en la Sección 15.4.1.1.

4. La distribución vertical de las fuerzas sísmicas laterales en

Las estructuras que no son de edificación cubiertas por esta sección se determinarán:

un. Utilizando los requisitos de la Sección 12.8.3, o b. Usando los procedimientos de la Sección 12.9.1, o c. De acuerdo con el documento de referencia aplicable

a la estructura no edificable específica.

5. Siempre que las ubicaciones de masa para la estructura, cualquier contenido y cualquier elemento estructural o no estructural soportado (incluidos, entre otros, tuberías y escaleras) que podrían contribuir a la masa o rigidez de la estructura

se tienen en cuenta y cuantifican en el análisis, no es necesario tener en cuenta los requisitos de torsión accidental de la Sección 12.8.4.2: a.

Estructuras rígidas que no son de construcción, o b. Estructuras no

edificables no similares a edificios diseñados con valores  $R$  menores o iguales a 3.5, o c. Estructuras no edificables similares a edificaciones con valores  $R$  menores o iguales a 3.5, siempre que se cumpla una de las siguientes condiciones: i. El centro de rigidez calculado en cada diafragma es superior al 5 % de la dimensión en planta del diafragma en cada dirección desde el centro de masa calculado del diafragma,

o ii. La estructura no tiene torsión horizontal.

irregularidad tipo 1A o 1B y la estructura tiene al menos dos líneas de resistencia lateral en cada una de las dos direcciones de los ejes principales. Al menos una línea de resistencia lateral debe estar a una distancia no menor del 20% de la dimensión en planta de la estructura desde el centro de masa a cada lado del centro de masa.

Además, las estructuras diseñadas para esta sección se analizarán usando una representación 3D de acuerdo con la Sección 12.7.3.

6. Para sistemas estructurales que no sean de edificación que contengan líquidos, gases y sólidos granulares apoyados en la base como se define en la Sección 15.7.1, la fuerza de diseño sísmico mínima no debe ser menor que la requerida por el documento de referencia para el sistema específico.

7. Cuando un documento de referencia proporciona una base para el diseño resistente a terremotos de un tipo particular de estructura que no es de edificación cubierta por el Capítulo 15, dicha norma no debe usarse a menos que se cumplan las siguientes limitaciones: a. Las aceleraciones sísmicas del suelo y los coeficientes sísmicos deben estar de acuerdo con los requisitos de la Sección 11.4.

B. Los valores de la fuerza lateral total y la base total sobre

El momento de giro utilizado en el diseño no debe ser inferior al 80 % del valor del cortante base y el momento de giro, cada uno ajustado por los efectos de la interacción suelo-estructura que se obtiene utilizando esta norma.

8. Se permite reducir el cortante base de acuerdo con la Sección 19.2 para tener en cuenta los efectos de la cimentación.

amortiguamiento de la interacción suelo-estructura. En ningún caso el cortante base reducido será inferior a  $0,7V$ .

9. A menos que se indique lo contrario en el Capítulo 15, los efectos sobre la estructura que no es de edificación causados por las cargas de gravedad y las fuerzas sísmicas deben combinarse de acuerdo con las combinaciones de carga factorizadas que se presentan en la Sección 2.3.
10. Cuando lo exija específicamente el Capítulo 15, la fuerza sísmica de diseño sobre estructuras que no sean de edificación deberá ser como se define en la Sección 12.4.3.

15.4.1.1 Factor de Importancia. El factor de importancia,  $le$ , y la categoría de riesgo para las estructuras que no son de construcción se basan en el peligro relativo del contenido y la función. El valor de  $le$  será el mayor valor determinado por lo siguiente:

- a. documento de referencia aplicable enumerado en el Capítulo 23,  
b. el valor más grande seleccionado de la Tabla 1.5-2, o c. como se especifica en otra parte del Capítulo 15.

15.4.2 Estructuras rígidas que no son de edificación. Las estructuras que no sean de edificación que tengan un período fundamental,  $T$ , inferior a 0,06 s, incluidos sus anclajes, se deben diseñar para la fuerza lateral obtenida de lo siguiente:

$$V = 0,30 SDSW \text{ Es decir} \quad (15.4-5)$$

donde

$V$  = la fuerza de corte de base sísmica lateral de diseño total aplicada a una estructura que no es de edificación;  $SDS$  = la aceleración de la respuesta del diseño del sitio según lo determinado en la Sección 11.4.5;  $W$  = peso operativo de la estructura que no es de edificación; e  $le$  = el Factor de Importancia determinado de acuerdo con

#### Sección 15.4.1.1.

La fuerza se distribuirá con la altura de acuerdo con Sección 12.8.3.

15.4.3 Cargas. El peso sísmico efectivo  $W$  para estructuras que no son de edificación debe incluir la carga muerta y otras cargas definidas para estructuras en la Sección 12.7.2. A los efectos de calcular las fuerzas sísmicas de diseño en estructuras que no son de edificación,  $W$  también debe incluir todos los contenidos operativos normales para elementos tales como tanques, recipientes, contenedores, tolvas y el contenido de las tuberías.  $W$  incluirá las cargas de nieve y hielo cuando estas cargas constituyan el 25% o más de  $W$  o cuando lo requiera la Autoridad competente en función de las características ambientales locales.

15.4.4 Período Fundamental. El período fundamental de la estructura que no es de edificación se determinará utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes en un análisis debidamente fundamentado como se indica en la Sección 12.8.2. Alternativamente, se permite calcular el período fundamental  $T$  a partir de la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} X_n &= w_{ijy}^2 \\ T &= 2\bar{y} \end{aligned} \quad (15.4-6)$$

$$gX_n = f_{ijy} \quad y_0 = 1$$

Los valores de  $f_i$  representan cualquier distribución de fuerza lateral de acuerdo con los principios de la mecánica estructural. Las deflexiones elásticas,  $\bar{y}_i$ , se calcularán utilizando las fuerzas laterales aplicadas,  $f_i$ . ecuaciones (12.8-7), (12.8-8), (12.8-9) y (12.8-10) no se utilizarán para determinar el período de una estructura que no es de edificación.

15.4.5 Límite de deriva. El límite de deriva de la Sección 12.12.1 no necesita aplicarse a estructuras que no son de edificación si un análisis racional indica que se pueden exceder sin afectar negativamente la estabilidad estructural o los componentes y elementos adjuntos o interconectados, como pasarelas y tuberías. Los efectos P-delta se considerarán cuando sean críticos para la función o la estabilidad de la estructura. Los efectos P-delta, cuando se consideren, se deben basar en desplazamientos determinados por un análisis elástico multiplicado por Cd/le usando el valor Cd apropiado de las Tablas 12.2-1, 15.4-1 o 15.4-2.

15.4.6 Requisitos de materiales. Los requisitos relacionados con materiales específicos en el Capítulo 14 serán aplicables a menos que estén específicamente exentos en el Capítulo 15.

15.4.7 Deriva, deflexión y separación de estructuras. La deriva, la deflexión y la separación de la estructura calculadas utilizando fuerzas sísmicas de nivel de resistencia se determinarán de acuerdo con esta norma, a menos que se modifique específicamente en el Capítulo 15.

15.4.8 Espectros de respuesta específicos del sitio. Cuando lo exija un documento de referencia o la autoridad competente, se deben diseñar tipos específicos de estructuras que no sean de edificación para criterios específicos del sitio que tengan en cuenta la sismicidad y la geología locales, los intervalos de recurrencia esperados y las magnitudes de los eventos de peligros sísmicos conocidos (consulte la Sección 11.4. 8 de esta norma). Si se define un intervalo de recurrencia más largo en el documento de referencia para la estructura que no es de edificación, como tanques de gas natural licuado (GNL) (NFPA 59A), se debe usar el intervalo de recurrencia requerido en el documento de referencia.

#### 15.4.9 Anclajes en hormigón o mampostería

15.4.9.1 Anclajes en Concreto. Los anclajes en concreto utilizados para el anclaje de estructuras que no sean de edificios deben diseñarse de acuerdo con el Capítulo 17 de ACI 318.

15.4.9.2 Anclajes en Mampostería. Los anclajes en mampostería utilizados para el anclaje de estructuras que no sean de edificios deben diseñarse de acuerdo con TMS 402. Los anclajes deben diseñarse para regirse por la resistencia a la tracción o al corte de un elemento de acero dúctil.

**EXCEPCIÓN:** Se permitirá que los anclajes se diseñen de manera que:

- un. el accesorio que el anclaje está conectando a la estructura sufre una fluencia dúctil a un nivel de carga correspondiente a fuerzas de anclaje no mayores que la resistencia de diseño del anclaje, o b. los anclajes deben diseñarse para resistir las combinaciones de carga de acuerdo con la Sección 12.4.3, incluido  $\gamma_0$  como se indica en las Tablas 15.4-1 y 15.4-2.

15.4.9.3 Anclajes postinstalados en concreto y mampostería. Los anclajes instalados posteriormente en concreto deben estar precalificados para aplicaciones sísmicas de acuerdo con ACI 355.2 u otros procedimientos de calificación aprobados. Los anclajes instalados posteriormente en mampostería deben estar precalificados para aplicaciones sísmicas de acuerdo con los procedimientos de calificación aprobados.

15.4.9.4 Anclajes ASTM F1554. Cuando se especifican anclajes ASTM F1554 Grado 36 y están diseñados como anclajes dúctiles de acuerdo con ACI 318, Sección 17.2.3.4.3(a), o cuando el diseño debe cumplir con los requisitos de la Sección 15.7.5 o la Sección 15.7.11.7b, Se prohibirá la sustitución de anclajes soldables ASTM F1554 Grado 55 (con el requisito complementario S1).

#### **15.4.10 Requisitos para cimientos de estructuras no edificables en sitios licuables. Estructura no edificable**

los cimientos en sitios licuables deben cumplir con la Sección 12.13.9 y los requisitos de la Sección **15.4.10.1**.

15.4.10.1 Estructuras que no son de edificación sobre cimientos poco profundos. No se permitirá que las estructuras que no sean de edificación se apoyen sobre cimientos poco profundos en sitios licubables, a menos que se pueda demostrar que los cimientos, la superestructura y los sistemas de conexión de la estructura pueden diseñarse para acomodar la pérdida de resistencia del suelo, la expansión lateral y los asentamientos totales y diferenciales inducidos por Movimientos sísmicos del suelo del MCEG indicados en el informe de investigación geotécnica.

## 15.5 ESTRUCTURAS NO EDIFICIALES SIMILARES A EDIFICIOS

15.5.1 Generalidades. Las estructuras que no son de edificación similares a los edificios según se definen en la Sección 11.2 deben diseñarse de acuerdo con esta norma modificada por esta sección y los documentos de referencia específicos. Esta categoría general de estructuras que no son de edificación se debe diseñar de acuerdo con los requisitos sísmicos de esta norma y las partes aplicables de la Sección 15.4. La combinación de efectos de carga, E, debe determinarse de acuerdo con la Sección 12.4.

### 15.5.2 Bastidores de

tuberías 15.5.2.1 Base de diseño. Además de los requisitos de la Sección 15.5.1, los bastidores de tuberías soportados en la base de la estructura deben estar diseñados para cumplir con los requisitos de fuerza de la Sección 12.8 o 12.9.1. Los desplazamientos del rack de tuberías y el potencial de efectos de interacción (golpes del sistema de tuberías) se deben considerar utilizando las deflexiones amplificadas obtenidas de la siguiente ecuación:

$$\hat{y}_x = \frac{C_d y_x}{e} \quad (15.5-1)$$

donde

Cd = factor de amplificación de deflexión en la Tabla 15.4-1; y<sub>e</sub> = deflexiones determinadas utilizando las fuerzas sísmicas de diseño prescritas en esta norma; e<sub>I</sub> = Factor de Importancia determinado de acuerdo con la Sección 15.4.1.1.

Consulte la Sección 13.6.2 para el diseño de sistemas de tuberías y sus accesorios. No se debe considerar que la fricción resultante de las cargas de gravedad proporciona resistencia a las fuerzas sísmicas.

15.5.3 Bastidores de almacenamiento. Los estantes de almacenamiento construidos con acero soportado al nivel del suelo o por debajo del mismo deben diseñarse de acuerdo con las Secciones 15.5.3.1 o 15.5.3.2, según corresponda, y los requisitos de la Sección 15.5.3.3.

15.5.3.1 Bastidores de almacenamiento de acero. Los estantes de almacenamiento de acero soportados al nivel o por debajo del nivel del suelo deben estar diseñados de acuerdo con ANSI/RMI MH 16.1 y sus requisitos de fuerza y desplazamiento, excepto en los siguientes casos.

15.5.3.1.1 Modifique la Sección 7.1.2 de ANSI/RMI MH 16.1 de la siguiente manera: 7.1.2 Diseño de la placa base Una vez que se ha determinado el área de soporte requerida a partir del esfuerzo de soporte permisible,  $F_0$  , el espesor mínimo de la placa base se determina mediante análisis racional o mediante una prueba apropiada utilizada para diseño de  $S_p$ . Debe basarse en la especificación LRFD. Las fuerzas de diseño que incluyan cargas sísmicas para un anclaje de estanterías de almacenamiento de acero a concreto o mampostería deben ser

determinado utilizando combinaciones de carga con sobrerresistencia proporcionada en la Sección 12.4.3.1 de ASCE/SEI 7. El factor de sobrerresistencia se debe tomar como 2.0.

El anclaje de los estantes de almacenamiento de acero al concreto debe estar de acuerdo con los requisitos de la Sección 15.4.9 de ASCE/SEI 7. Previa solicitud, se debe brindar información al propietario o al agente del propietario sobre la ubicación, el tamaño y las presiones debajo de la columna, placas base de cada tipo de bastidor vertical de la instalación. Cuando se utiliza un análisis racional para determinar el espesor de la placa base y no se aplican otras normas aplicables, se debe permitir que la placa base se diseñe para las siguientes condiciones de carga, cuando corresponda: (equilibrio de la sección sin cambios)

15.5.3.1.2 Modifique la Sección 7.1.4 de ANSI/RMI MH 16.1 de la siguiente manera: 7.1.4 Cuñas Se pueden usar cuñas debajo de la placa base para mantener la verticalidad y/o nivelación del estante de almacenamiento. Las

cuñas deben estar hechas de un material que cumpla o exceda la resistencia de soporte de diseño (LRFD) o la resistencia de soporte permitida (ASD) del piso. El tamaño y la ubicación del calce debajo de la placa base deben ser iguales o mayores que el tamaño y la ubicación requeridos de la placa base.

En ningún caso el espesor total de una pila de cuñas debajo de una placa base excederá seis veces el diámetro del perno de anclaje más grande usado en esa base.

Las pilas de cuñas que tengan un espesor total mayor que dos y menor o igual a seis veces el diámetro del perno de anclaje debajo de las bases con un solo perno de anclaje deben enclavarse o soldarse entre sí de manera que sea capaz de transferir todas las fuerzas de corte en la base.

Las pilas de cuñas que tengan un espesor total menor o igual a dos veces el diámetro del perno de anclaje no necesitan enclavarse o soldados juntos.

En el diseño de los pernos de anclaje, se debe tener en cuenta la flexión en el anclaje asociado con cuñas o lechada debajo de la placa base.

15.5.3.2 Estanterías de almacenamiento en voladizo de acero. Los estantes de almacenamiento en voladizo de acero soportados al nivel o por debajo del nivel del suelo deben diseñarse de acuerdo con ANSI/RMI MH 16.3, sus requisitos de fuerza y desplazamiento, y los valores de movimiento del suelo de diseño sísmico determinados de acuerdo con la Sección 11.4, excepto lo siguiente:

15.5.3.2.1 Modificar Sección 8.5.1 de ANSI/RMI MH 16.3 como sigue:

#### 8.5.1 Diseño de pernos de

anclaje El anclaje de los estantes de almacenamiento en voladizo de acero al concreto debe cumplir con los requisitos de la Sección 15.4.9 de ASCE/SEI 7. El factor de redundancia en las combinaciones de carga en la Sección 2.1 y 2.2 debe ser 1.0. Las fuerzas de diseño que incluyen cargas sísmicas para el anclaje de estanterías de almacenamiento en voladizo de acero a hormigón o mampostería deben determinarse usando combinaciones de carga con sobrerresistencia proporcionada en las Secciones 2.3.6 o 2.4.5 de ASCE/SEI 7.

Si se utilizan cuñas debajo de la placa base para mantener la verticalidad y/o nivelación de la estantería de almacenamiento en voladizo de acero, las pilas de cuñas deben estar entrelazadas o soldadas entre sí de manera que sea capaz de transferir todas las fuerzas de corte en la base. En el diseño de los pernos de anclaje, se debe tener en cuenta la flexión en el anclaje asociado con cuñas o lechada debajo de la placa base.

15.5.3.3 Alternativa. Como alternativa a ANSI/RMI MH 16.1

o 16.3, como se modificó anteriormente, se permitirá que los estantes de almacenamiento sean

diseñado de acuerdo con los requisitos de las Secciones 15.1, 15.2, 15.3, 15.5.1 y 15.5.3.3.1 a 15.5.3.3.4 de esta norma.

15.5.3.3.1 Requisitos Generales. Los estantes de almacenamiento deben cumplir con los requisitos de fuerza de esta sección. El Factor de Importancia, es decir, para estanterías de almacenamiento en estructuras abiertas al público, tales como almacenes de venta al por menor, se tomará igual a 1.5.

**EXCEPCIÓN:** Se permite que los racks de almacenamiento de acero soportados en la base se diseñen como estructuras con un R de 4, siempre que se cumplan los requisitos sísmicos de esta norma. Se permite el uso de valores más altos de R cuando se cumplen los requisitos detallados de los documentos de referencia enumerados en la Sección 14.1.1.

El Factor de Importancia, es decir, para estantes de almacenamiento de acero en estructuras abiertas al público, tales como almacenes minoristas, se tomará igual a 1.5.

15.5.3.3.2 Peso operativo. Los estantes de almacenamiento deben diseñarse para cada una de las siguientes condiciones de peso operativo, W o Wp.

- un. Peso del rack más cada nivel de almacenamiento cargado al 67 % de su capacidad de carga nominal. B. El peso del bastidor más el nivel de almacenamiento más alto solo se carga al 100 % de su capacidad de carga nominal.

El diseño deberá considerar la altura real del centro de masa de cada componente de la carga de almacenamiento.

15.5.3.3.3 Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas. Para todas las estanterías de almacenamiento, la distribución vertical de las fuerzas sísmicas debe ser como se especifica en la Sección 12.8.3 y de acuerdo con lo siguiente:

- un. El cortante base, V, de la estructura típica debe ser el cortante base del estante de almacenamiento de acero cargado de acuerdo con la Sección 15.5.3.2.
- B. La base de la estructura será el piso que soporte el estante de almacenamiento de acero. Cada nivel de almacenamiento de acero de la estantería se tratará como un nivel de la estructura con alturas  $h_i$  y  $h_x$  medidas desde la base de la estructura.
- C. Se permite tomar el factor k como 1.0.

15.5.3.3.4 Desplazamientos sísmicos. Las instalaciones de estantes de almacenamiento deben acomodar el desplazamiento sísmico de los estantes de almacenamiento de acero y su contenido en relación con todos los componentes y elementos adyacentes o adjuntos. El desplazamiento relativo total supuesto para estanterías de almacenamiento de acero no debe ser inferior al 5 % de la altura estructural por encima de la base,  $h_n$ , a menos que se justifique un valor menor mediante datos de prueba o análisis de acuerdo con la Sección 11.1.4.

#### 15.5.4 Instalaciones de generación de energía eléctrica

15.5.4.1 Generalidades. Las instalaciones de generación de energía eléctrica son centrales eléctricas que generan electricidad mediante turbinas de vapor, turbinas de combustión, generadores diésel o maquinaria turbo similar.

15.5.4.2 Base de diseño. Además de los requisitos de la Sección 15.5.1, las instalaciones de generación de energía eléctrica deben diseñarse utilizando esta norma y los factores apropiados contenidos en la Sección 15.4.

#### 15.5.5 Torres Estructurales para Tanques y Embarcaciones

15.5.5.1 Generalidades. Además de los requisitos de la Sección 15.5.1, las torres estructurales que soportan tanques y recipientes y que no son parte integral del tanque deben diseñarse para cumplir con los requisitos de la Sección 15.3. Además, se incluirán las siguientes consideraciones especiales:

un. La distribución del cortante lateral en la base del tanque o recipiente sobre la estructura de soporte debe considerar la rigidez relativa del tanque y los elementos estructurales resistentes.

B. La distribución de las reacciones verticales del tanque o recipiente sobre la estructura de soporte debe considerar la rigidez relativa del tanque y los elementos estructurales resistentes. Cuando el tanque o recipiente esté soportado sobre vigas de enrejado, la reacción vertical calculada causada por el peso y el vuelco deberá incrementarse al menos en un 20 % para tener en cuenta el soporte no uniforme. La viga de enrejado y el accesorio del recipiente se diseñarán para este valor de diseño incrementado. C. Los desplazamientos sísmicos del tanque y del recipiente deben considerar la deformación de la estructura de soporte cuando se determinen los efectos P-delta o se evalúen las holguras requeridas para evitar el golpeteo del tanque contra la estructura. Los efectos P-delta se deben basar en desplazamientos determinados por un análisis elástico multiplicado por Cd/le usando el valor Cd apropiado de la Tabla 15.4-2.

Los tanques y recipientes sostenidos por torres estructurales que son parte integral del tanque o recipiente deben diseñarse de acuerdo con la Sección 15.7.10.1.

#### 15.5.6 Malecones y Embarcaderos

15.5.6.1 Generalidades. Los muelles y muelles son estructuras ubicadas en áreas frente al mar que se proyectan en un cuerpo de agua o que son paralelas a la costa.

15.5.6.2 Base de diseño. Además de los requisitos de la Sección 15.5.1, los muelles y muelles que son accesibles al público en general, como terminales de cruceros y muelles con oficinas comerciales o minoristas o restaurantes, deben estar diseñados para cumplir con esta norma. Muelles y muelles que no son accesibles al público en general están fuera del alcance de esta sección.

El diseño deberá tener en cuenta los efectos de la licuefacción y los mecanismos de colapso por falla del suelo y deberá considerar todas las combinaciones de cargas marinas aplicables, como amarres, atraques, olas y corrientes en muelles y embarcaderos, según se requiera. El detalle estructural deberá considerar los efectos del ambiente marino.

### 15.6 REQUISITOS GENERALES PARA LA NO CONSTRUCCIÓN ESTRUCTURAS NO SIMILARES A EDIFICIOS

Las estructuras que no sean de edificación que no tengan sistemas de resistencia a fuerzas sísmicas laterales y verticales que sean similares a los edificios se deben diseñar de acuerdo con esta norma modificada por esta sección y los documentos de referencia específicos. Las cargas y distribuciones de carga no serán menos exigentes que las determinadas en esta norma. La combinación de los efectos de carga sísmica, E, debe determinarse de acuerdo con la Sección 12.4.2.

**EXCEPCIÓN:** El factor de redundancia,  $\gamma$ , según la Sección 12.3.4 se tomará como 1.

15.6.1 Estructuras de Contención de Tierras. Esta sección se aplica a todas las estructuras de contención de tierra asignadas a la categoría de diseño sísmico D, E o F. Las presiones laterales de tierra causadas por movimientos sísmicos del suelo deben determinarse de acuerdo con la Sección 11.8.3. La categoría de riesgo vendrá determinada por la proximidad de la estructura de contención de tierra a otros edificios y estructuras. Si la falla de la estructura de retención de tierra afectaría al edificio o estructura adyacente, la categoría de riesgo no será menor que la del edificio o estructura adyacente.

Se permite que los muros de contención de tierra se diseñen para cargas sísmicas como muros cedentes o no cedentes. en voladizo

Se supondrá que los muros de contención de hormigón armado o mampostería son muros de fluencia y se diseñarán como elementos simples de muros de flexión.

#### 15.6.2 Chimeneas y Chimeneas.

15.6.2.1 Generalidades. Se permite que las chimeneas y chimeneas estén revestidas o no revestidas y deben estar construidas de hormigón, acero o mampostería. Las chimeneas de acero, las chimeneas de hormigón, las chimeneas de acero, las chimeneas de hormigón y los revestimientos deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas laterales determinadas a partir de un análisis comprobado utilizando documentos de referencia. Se debe considerar la interacción de la chimenea o chimenea con los revestimientos. Se debe proporcionar una separación mínima entre el revestimiento y la chimenea igual a Cd por la deriva lateral diferencial calculada.

15.6.2.2 Chimeneas y Chimeneas de Concreto. Las chimeneas y chimeneas de hormigón se deben diseñar de acuerdo con los requisitos de ACI 307 excepto que (1) el cortante base de diseño se determinará con base en la Sección 15.4.1 de esta norma, (2) los coeficientes sísmicos se deberán basar en los valores provistos en la Tabla 15.4-2, y (3) las aberturas se detallarán como se requiere a continuación. Cuando se utilice el análisis de espectro de respuesta modal para el diseño, se permitirá el uso de los procedimientos de la Sección 12.9.

Para chimeneas y chimeneas de hormigón asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E y F, los empalmes para las barras de refuerzo verticales deben escalonarse de manera que no más del 50 % de las barras estén empalmadas en ninguna sección y los empalmes traslapados alternos estén escalonados por la longitud del desarrollo. Además, cuando la pérdida del área de la sección transversal sea superior al 10 %, las secciones transversales en las regiones de brechas/aberturas se diseñarán y detallarán para las demandas de fuerza vertical, fuerza cortante y momento flector a lo largo de la dirección vertical, determinadas para la sección transversal afectada utilizando un factor de sobrerresistencia de 1.5. La región donde se aplica el factor de sobrerresistencia se extenderá por encima y por debajo de la(s) abertura(s) en una distancia igual a la mitad del ancho de la abertura más grande en la región afectada.

Se deben proporcionar longitudes de desarrollo de refuerzo adecuadas más allá de la región requerida de sobrerresistencia. Las regiones de las jambas alrededor de cada abertura deben detallarse usando los requisitos de amarre de columna en la Sección 10.7.6 de ACI 318. Dichos detalles deben extenderse por un ancho de jamba de un mínimo de dos veces el espesor de la pared y por una altura de la altura de la abertura más dos veces el espesor de la pared por encima y por debajo de la abertura, pero no menor que la longitud de desarrollo de las barras longitudinales. Cuando la existencia de una base o base impida la posibilidad de lograr la distancia de extensión por debajo de la abertura y dentro de la pila, el refuerzo de la jamba se debe extender y desarrollar en la base o base. El porcentaje de refuerzo longitudinal en las regiones de las jambas deberá cumplir con los requisitos de la Sección 10.6.1.1 de ACI 318 para elementos comprimidos.

15.6.2.3 Chimeneas y chimeneas de acero. Las chimeneas y chimeneas de acero deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de ASME STS-1, excepto que (1) el cortante base de diseño debe determinarse con base en la Sección 15.4.1 de esta norma, (2) los coeficientes sísmicos deben basarse en los valores provistos en la Tabla 15.4-2, y (3) ASME STS-1, Sección 4.3.5, y Apéndice D no obligatorio Tabla D-1, Tabla D-2, Fig. D-2 y Fig. D-2a no deben ser usado. Cuando se utilice el análisis de espectro de respuesta modal para el diseño, se permitirá el uso de los procedimientos de la Sección 12.9.

15.6.3 Estructuras de entretenimiento. Las estructuras de entretenimiento son estructuras fijas de forma permanente construidas principalmente para el transporte y el entretenimiento de las personas. Las estructuras de entretenimiento deben estar diseñadas para resistir fuerzas sísmicas laterales determinadas de acuerdo con la Sección 15.4.

15.6.4 Estructuras Hidráulicas Especiales. Las estructuras hidráulicas especiales son estructuras que están contenidas dentro de estructuras que contienen líquido. Estas estructuras están expuestas a líquidos en ambas superficies de la pared a la misma altura de elevación bajo condiciones normales.

condiciones de operación. Las estructuras hidráulicas especiales están sujetas a fuerzas fuera del plano solo durante un terremoto donde la estructura está sujeta a fuerzas diferenciales de fluidos hidrodinámicos.

Ejemplos de estructuras hidráulicas especiales incluyen muros de separación, muros deflectores, vertederos y otras estructuras similares.

15.6.4.1 Base de diseño. Se diseñarán estructuras hidráulicas especiales para el movimiento fuera de fase del fluido. Las fuerzas desequilibradas del movimiento del líquido deben aplicarse simultáneamente "delante" y "detrás" de estos elementos.

Las estructuras sujetas a presiones hidrodinámicas inducidas por terremotos deben diseñarse para cuerpos rígidos y fuerzas de líquidos chapoteantes y su propia fuerza de inercia. La altura del chapoteo se determinará y comparará con la altura del francobordo de la estructura. Los elementos interiores, tales como deflectores o soportes de techo, también deben estar diseñados para los efectos de fuerzas desequilibradas y chapoteo.

15.6.5 Sistemas secundarios. Los sistemas de contención secundaria, tales como diques y muros de embalse, deberán cumplir con los requisitos de las normas aplicables para tanques y embarcaciones y la Autoridad Competente.

Los sistemas de contención secundaria deben diseñarse para resistir los efectos del movimiento de suelo sísmico máximo considerado cuando estén vacíos y dos tercios del movimiento de suelo sísmico máximo considerado cuando estén llenos, incluidas todas las fuerzas hidrodinámicas determinadas de acuerdo con los procedimientos de la Sección 11.4. Cuando la evaluación de riesgos exigida por la Sección 1.5.3 o la Autoridad competente determinen que el sitio puede estar sujeto a réplicas de la misma magnitud que el movimiento máximo considerado, los sistemas de contención secundaria se diseñarán para soportar los efectos del movimiento máximo considerado. movimiento sísmico del suelo donde se incluyan todas las fuerzas hidrodinámicas según lo determinado de acuerdo con los procedimientos de la Sección 11.4.

15.6.5.1 Francobordo. Se considerará el chapoteo del líquido dentro del área de contención secundaria al determinar la altura del embalse. Cuando la contención primaria no haya sido diseñada con una reducción en la categoría de estructura (es decir, sin reducción en el Factor de Importancia le) como lo permite la Sección 1.5.3, no se requiere una disposición de francobordo. Cuando la contención primaria haya sido diseñada para una categoría de estructura reducida (es decir, factor de importancia le reducido) según lo permitido por la Sección 1.5.3, se debe proporcionar un francobordo mínimo, yes, donde

$$\ddot{y}_s = 0.42DSac \quad (15.6-1)$$

donde Sac es la aceleración espectral de la componente convectiva y se determina de acuerdo con los procedimientos de la Sección 15.7.6.1 usando 0.5% de amortiguamiento. Para diques de embalse circulares, D se tomará como el diámetro del dique de embalse.

Para diques de embalse rectangulares, D debe tomarse como la dimensión en planta del dique de embalse, L, para la dirección en consideración.

15.6.6 Torres de telecomunicaciones. Las torres de telecomunicaciones autosostentadas y arriostadas deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas laterales determinadas de acuerdo con la Sección 15.4.

15.6.7 Estructuras de soporte tubulares de acero para sistemas generadores de turbinas eólicas terrestres. Las estructuras de soporte tubulares de acero para sistemas de generadores de turbinas eólicas en tierra deben diseñarse para

resistir las fuerzas laterales sísmicas determinadas de acuerdo con la Sección 15.4.

15.6.8 Muros o vallas en voladizo apoyados en el suelo

15.6.8.1 Generalidades. Las paredes en voladizo apoyadas en el suelo o las cercas de 6 pies (1,83 m) o más de altura deben cumplir con los requisitos de esta sección. Las estructuras de retención de tierra deben cumplir con la Sección 15.6.1.

15.6.8.2 Base de diseño. Los muros o cercas deben diseñarse para resistir movimientos sísmicos del suelo de acuerdo con la Sección 15.4. Las paredes o cercas de mampostería o de concreto simple ordinario y simple detallado y las paredes o cercas de concreto aireado esterilizado en autoclave (AAC) simple simple no están permitidas en las categorías de diseño sísmico C, D, E y F.

## 15.7 TANQUES Y RECIPIENTES

15.7.1 Generalidades. Esta sección se aplica a todos los tanques, recipientes, tolvas, silos y recipientes similares que almacenan líquidos, gases y sólidos granulares soportados en la base (en lo sucesivo denominados genéricamente como "tanques y recipientes"). Los tanques y recipientes cubiertos en este documento incluyen hormigón armado, hormigón pretensado, acero, aluminio y materiales plásticos reforzados con fibra. Los tanques soportados en niveles elevados en edificios deben diseñarse de acuerdo con la Sección 15.3.

15.7.2 Base de diseño. Los tanques y recipientes que almacenen líquidos, gases y sólidos granulares deben estar diseñados de acuerdo con esta norma y deben estar diseñados para cumplir con los requisitos de los documentos de referencia aplicables enumerados en el Capítulo 23. La resistencia a las fuerzas sísmicas debe determinarse a partir de un análisis fundamentado basado en los documentos de referencia aplicables enumerados en el Capítulo 23.

- un. El amortiguamiento para el componente de fuerza convectiva (chapoteo) se tomará como 0,5%. B. Los componentes impulsivo y convectivo se combinarán mediante la suma directa o el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) donde se separan los períodos modales.

Si puede ocurrir un acoplamiento modal significativo, se utilizará el método de combinación cuadrática completa (CQC). C. Las fuerzas sísmicas verticales se considerarán de acuerdo con el documento de referencia aplicable. Si el documento de referencia permite al usuario la opción de incluir o excluir la fuerza sísmica vertical para cumplir con esta norma, se incluirá. Para tanques y recipientes no cubiertos por un documento de referencia, las fuerzas causadas por la aceleración vertical se definirán como sigue:

- (1) Fuerzas verticales y laterales hidrodinámicas en paredes de tanques no cilíndricos: El aumento de las presiones hidrostáticas causado por la excitación vertical del líquido contenido deberá corresponder a un aumento efectivo en el peso unitario,  $\ddot{y}L$ , del líquido almacenado igual a  $0.4Sav\ddot{y}L$ , donde Sav se toma como el pico del espectro de respuesta vertical definido en la Sección 11.9.
- (2) Fuerzas circunferenciales hidrodinámicas en paredes de tanques cilíndricas: En una pared de tanque cilíndrica, la fuerza circunferencial por unidad de altura, Nh, a la altura y desde la base, asociada con la excitación vertical del líquido contenido, debe calcularse de acuerdo con la ecuación . (15.7-1). La fuerza circular asociada con la excitación vertical del líquido se combinará con los componentes impulsivo y convectivo por el método de suma directa o SRSS:

$$N = \frac{Sav \ddot{y}L \ddot{H}L}{2} \ddot{y}b \quad (15.7-1)$$

donde

$D_i$  = diámetro interior del tanque;  
 $HL$  = altura del líquido dentro del tanque;  
 $y$  = distancia desde la base del tanque hasta la altura que se investiga;  $\gamma_L$  = peso unitario del líquido almacenado; y  $Sav$  = parámetro sísmico vertical de la Sección 11.9, período natural determinado de vibración del movimiento vertical del líquido.

- (3) Fuerzas de inercia verticales en paredes de tanques cilíndricas y rectangulares: Las fuerzas de inercia verticales asociadas con la aceleración vertical de la estructura en sí deben tomarse como iguales a  $0.4SavW$  donde  $Sav$  se toma como el pico del espectro de respuesta vertical definido en la Sección 11.9.

**15.7.3 Resistencia y Ductilidad.** Los elementos estructurales que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas deben diseñarse para proporcionar lo siguiente:

un. Las conexiones a elementos resistentes a fuerzas sísmicas, excluyendo anclajes (pernos o varillas) embebidos en concreto, deben diseñarse para desarrollar  $\gamma_0$  veces la fuerza de diseño de conexión calculada. Para anclajes (pernos o varillas) empotrados en concreto, el diseño del empotramiento del anclaje debe cumplir con los requisitos de la Sección 15.7.5. Además, la conexión de los anclajes al tanque o recipiente debe diseñarse para desarrollar la menor resistencia del anclaje en tensión según lo determinado por el documento de referencia o  $\gamma_0$  veces la fuerza de diseño del anclaje calculada. Los requisitos de sobreresistencia de la Sección 12.4.3 y los valores de  $\gamma_0$  tabulados en la Tabla 15.4-2 no se aplican al diseño de paredes, incluidas las paredes interiores, de tanques o recipientes.

B. Las penetraciones, bocas de inspección y aberturas en los elementos del armazón deben diseñarse para mantener la resistencia y la estabilidad del armazón para soportar las fuerzas de tracción y compresión de la membrana del armazón. C. Las torres de soporte para tanques y recipientes, cuando la torre de soporte sea integral con el tanque o recipiente, con arriostramientos irregulares, paneles no arriostrados, arriostramientos asimétricos o masas concentradas, se diseñarán utilizando los requisitos de

Sección 12.3.2 para estructuras irregulares. Las torres de soporte que utilizan chevron o marcos arriostrados excéntricamente deben cumplir con los requisitos sísmicos de esta norma. Las torres de soporte que utilicen arriostramiento solo de tensión deben diseñarse de manera que la sección transversal completa del elemento de tensión pueda ceder durante condiciones de sobrecarga. D. En torres de soporte para tanques y recipientes, donde la torre de soporte es integral con el tanque o recipiente, los puntales de compresión que resisten las fuerzas de reacción de las riostas de tensión deben diseñarse para resistir la menor carga de fluencia de la riosta,  $AgFy$ , o  $\gamma_0$  veces la carga de tensión calculada en la riosta,  $mi$ . La rigidez del recipiente en relación con el sistema de soporte (cimientos, torre de soporte, faldón, etc.) se debe considerar al determinar las fuerzas en el recipiente, los elementos resistentes y las conexiones.

F. Para estructuras de hormigón que contengan líquidos, no se permitirá que la ductilidad del sistema y la disipación de energía bajo cargas no factorizadas se logren mediante deformaciones inelásticas a tal grado que pongan en peligro la capacidad de servicio de la estructura. Se permitirá que la degradación de la rigidez y la disipación de energía se obtengan ya sea a través de microfisuras limitadas o por medio de mecanismos de resistencia de fuerza lateral que disipan energía sin dañar la estructura.

**15.7.4 Flexibilidad de los accesorios de tubería.** El diseño de los sistemas de tuberías conectados a tanques y recipientes deberá considerar el movimiento potencial de los puntos de conexión durante los terremotos y proporcionar suficiente flexibilidad para evitar la liberación del producto por falla del sistema de tuberías. El sistema de tuberías y los soportes deben diseñarse de modo que no impongan una carga mecánica significativa en la unión al tanque o al armazón del recipiente.

Se permite el uso de dispositivos mecánicos que agregan flexibilidad, como fuelles, juntas de expansión y otros aparatos flexibles, cuando están diseñados para desplazamientos sísmicos y presiones operativas definidas.

A menos que se calcule lo contrario, se supondrán los desplazamientos mínimos de la Tabla 15.7-1. Para los puntos de unión ubicados por encima de la elevación del soporte o cimentación, los desplazamientos en la Tabla 15.7-1 se deben aumentar para tener en cuenta la deriva del tanque o recipiente con respecto a la base de sustentación. El sistema de tuberías y la conexión del tanque también deben diseñarse para tolerar  $Cd$  veces los desplazamientos dados en la Tabla 15.7-1 sin ruptura, aunque

Tabla 15.7-1 Desplazamientos mínimos de diseño para accesorios de tubería

Condición	Desplazamientos (puig.) (mm)
Tanques y recipientes anclados mecánicamente	
Desplazamiento vertical hacia arriba en relación con el apoyo o la cimentación	1 (25,4)
Desplazamiento vertical hacia abajo en relación con el apoyo o la cimentación	0,5 (12,7)
Rango de desplazamiento horizontal (radial y tangencial) relativo al apoyo o cimentación	0,5 (12,7)
Tanques o recipientes autoanclados (a nivel)	
Desplazamiento vertical hacia arriba en relación con el apoyo o la cimentación:	
Si se diseña de acuerdo con un documento de referencia modificado por esta norma:	
Relación de anclaje inferior o igual a 0,785 (indica que no hay levantamiento)	1 (25,4)
Relación de anclaje superior a 0,785 (indica levantamiento)	4 (101,1)
Si está diseñado para cargas sísmicas de acuerdo con esta norma pero no está cubierto por un documento de referencia:	
Para tanques y recipientes con un diámetro inferior a 40 pies (12,2 m)	8 (202,2)
Para tanques y recipientes con un diámetro igual o superior a 40 pies (12,2 m)	12 (0,305)
Desplazamiento vertical hacia abajo en relación con el apoyo o la cimentación:	
Para tanques con una base de pared circular/mat	0,5 (12,7) 1
Para tanques con base de berma	(25,4) 2
Rango de desplazamiento horizontal (radial y tangencial) relativo al apoyo o cimentación	(50,8)

Tabla 15.7-2 Relación de anclaje

Relación de anclaje J	Criterios
$J < 0,785$	Sin levantamiento bajo el momento de vuelco sísmico de diseño. El tanque es auto-anclado.
$0,785 < J < 1,54$	El tanque se eleva, pero es estable para la carga de diseño, siempre que se satisfagan los requisitos de compresión de la coraza. El tanque es auto-anclado.
$J > 1,54$	El tanque no es estable y debe anclarse mecánicamente para la carga de diseño.

Se permiten deformaciones permanentes y comportamiento inelástico en los soportes de las tuberías y el cuerpo del tanque. Para los puntos de unión ubicados por encima de la elevación de los cimientos o de los soportes, los desplazamientos de la Tabla 15.7-1 se deben aumentar para tener en cuenta la deriva del tanque o recipiente. Los valores dados en la Tabla 15.7-1 no incluyen la influencia de los movimientos relativos de la cimentación y los puntos de anclaje de las tuberías causados por los movimientos de la cimentación (p. ej., asentamiento o desplazamientos sísmicos). Los efectos de los movimientos de los cimientos se incluirán en el diseño del sistema de tuberías, incluida la determinación de la carga mecánica en el tanque o recipiente, y la capacidad de desplazamiento total de los dispositivos mecánicos destinados a agregar flexibilidad.

La relación de anclaje, J, para tanques autoanclados deberá cumplir con los criterios que se muestran en la Tabla 15.7-2 y se define como

$$J = \frac{S_{\text{ef}}}{D^2 \omega_{\text{t}} p_w} \quad (15.7-2)$$

donde

$$w_t = \frac{W_s}{y D} + w_r \quad (15.7-3)$$

$w_t$  = carga del techo que actúa sobre el armazón [lb/ft (N/m)] de la circunferencia del armazón. Solo se incluirán las cargas de techo permanentes. No se incluirá la carga viva del techo.  $w_a$  = peso máximo del contenido del tanque que se puede usar para resistir el momento de vuelco del caparazón [lb/ft (N/m)] de la circunferencia del caparazón;  $w_r$  generalmente consiste en un anillo de líquido limitado por la resistencia a la flexión del fondo del tanque o placa anular.

$M_{rw}$  = el momento de vuelco aplicado en la parte inferior del armazón causado por las cargas sísmicas de diseño [ft-lb (Nm)] (también conocido como "momento de pared de anillo").

D = diámetro del tanque [pies (m)].

$W_s$  = peso total del cuerpo del tanque [lb (N)].

15.7.5 Anclaje. Se permite que los tanques y recipientes a nivel se diseñen sin anclaje cuando cumplan con los requisitos para tanques autoanclados en los documentos de referencia. Tanques y

Los buques apoyados sobre el nivel del suelo en torres estructurales o estructuras de edificios deben estar anclados a la estructura de soporte.

Los siguientes requisitos especiales de detalle deben aplicarse a los pernos de anclaje de tanques y recipientes de acero en las categorías de diseño sísmico C, D, E y F. El anclaje debe estar de acuerdo con la Sección 15.4.9, por lo que el empotramiento del anclaje en el concreto debe estar diseñado para desarrollar la resistencia del acero del anclaje en tensión. La resistencia del acero del anclaje en tensión se determinará de acuerdo con ACI 318, Eq. 17.4.1.2. El ancla deberá tener una longitud mínima de calibre de ocho diámetros.

Se permite el uso de anclajes post-instalados de acuerdo con

con la Sección 15.4.9.3 siempre que el empotramiento del anclaje en el concreto esté diseñado para desarrollar la resistencia del acero del anclaje en tensión. En cualquier caso, las combinaciones de carga, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3, no deben usarse para dimensionar los pernos de anclaje para tanques y recipientes horizontales y verticales.

#### 15.7.6 Tanques de almacenamiento de líquidos apoyados en tierra 15.7.6.1

Generalidades. Los tanques de fondo plano apoyados en el suelo que almacenan líquidos deben estar diseñados para resistir las fuerzas sísmicas calculadas utilizando uno de los siguientes procedimientos:

- un. El cortante base y el momento de vuelco se calculan como si el tanque y todo su contenido fueran un sistema de masa rígida según la Sección 15.4.2 de esta norma.
- B. Los tanques o recipientes que almacenan líquidos en la Categoría de riesgo IV, o con un diámetro superior a 20 pies (6,1 m), deben estar diseñados para considerar las presiones hidrodinámicas del líquido al determinar las fuerzas laterales equivalentes y la distribución de fuerzas laterales según los documentos de referencia enumerados en el Capítulo 23 y los requisitos de la Sección 15.7. C. Los requisitos de fuerza y desplazamiento de la Sección 15.4 son usados.

El diseño de tanques de almacenamiento de líquidos deberá considerar los efectos impulsivos y convectivos (chapoteo) y sus consecuencias sobre el tanque, la cimentación y los elementos adjuntos. El componente impulsivo corresponde a la respuesta amplificada de alta frecuencia al movimiento lateral del suelo del techo del tanque, el armazón y la porción del contenido que se mueve al unísono con el armazón. La convección

componente convectivo corresponde a la respuesta amplificada de baja frecuencia de los contenidos en el modo chapoteo fundamental.

La amortiguación del componente convectivo será del 0,5 % para el líquido que se desborda, a menos que se defina lo contrario en el documento de referencia. Se aplicarán las siguientes definiciones:

$D_i$  = diámetro interior del tanque o recipiente;

$H_L$  = altura de diseño del líquido dentro del tanque o recipiente;

$L$  = longitud interior de un tanque rectangular, paralela a la dirección de la fuerza sísmica que se investiga;

$N_h$  = fuerza circumferencial hidrodinámica por unidad de altura en la pared de un tanque o recipiente cilíndrico;

$T_c$  = período natural del primer modo (convectivo) de chapoteo;

$T_i$  = período fundamental de la estructura del tanque y componente impulsivo del contenido;

$V_i$  = cortante base causado por el componente impulsivo del peso de tanque y contenido;

$V_c$  = cortante base causado por el componente convectivo de la masa de chapoteo efectiva;  $y$  = distancia desde la base del tanque hasta el nivel que se investiga;

y  $\ddot{y}L$

= peso unitario del líquido almacenado.

El cortante base sísmico es la combinación de los componentes impulsivo y convectivo:

$$V = V_i + V_c \quad (15.7-4)$$

donde

$$V_i = \frac{S_{\text{aiwi}}}{\delta R_{\text{exterior}}} \quad (15.7-5)$$

$$V_c = \frac{S_{\text{aclé}}}{1.5} \quad (15.7-6)$$

donde

$Sai$  = la aceleración espectral como multiplicador de la gravedad, incluidos los componentes impulsivos del sitio en el período  $T_i$  y el 5% de amortiguamiento.  
 $Wi$  = peso impulsivo (componente impulsivo del líquido, techo y equipo, caparazón, fondo y elementos internos); y  $W_c$  = la parte del peso líquido que se desborda.

Para  $T_i \leq T_s$ ,

$$Sai = SDS \quad (15.7-7)$$

Para  $T_s < T_i \leq TL$ ,

$$Sai = \frac{SD1}{T_i} \quad (15.7-8)$$

Para  $T_i > TL$ ,

$$Sai = \frac{SD1TL}{T_i} \quad (15.7-9)$$

NOTAS:

un. Cuando se utiliza un documento de referencia en el que la aceleración espectral del cuerpo del tanque y el componente impulsivo del líquido son independientes de  $T_i$ , entonces  $Sai = SDS$ . B. ecuaciones (15.7-8) y (15.7-9) no deberán ser inferiores a los valores mínimos requeridos en la Sección 15.4.1, Punto 2, multiplicados por  $R/I_e$ . C. Se permite combinar las fuerzas sísmicas impulsivas y convectivas de los tanques utilizando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) en lugar del método de la suma directa que se muestra en la Sección 15.7.6 y sus subsecciones relacionadas.

$Sac$  = la aceleración espectral del líquido que salpica (componente convectiva) basada en el período de salpicadura  $T_c$  y el 0,5 % de amortiguamiento.

Para  $T_c \leq TL$ :

$$Sac = \frac{1.5SD1}{T_c} \quad (15.7-10)$$

Para  $T_c > TL$ :

$$Sac = \frac{1.5SD1TL}{T_c} \quad (15.7-11)$$

**EXCEPCIÓN:** Para  $T_c > 4$  s, se permite determinar  $Sac$  mediante un estudio específico del sitio usando uno o más de los siguientes métodos: (1) los procedimientos que se encuentran en el Capítulo 21, siempre que tales procedimientos, que se basan en el movimiento del suelo las ecuaciones de atenuación para calcular los espectros de respuesta cubren la banda del período natural que contiene  $T_c$ ; (2) métodos de simulación del movimiento del suelo que utilizan modelos sismológicos de ruptura de fallas y propagación de ondas; y (3) análisis de datos de acelerogramas de movimiento fuerte representativos con contenido confiable de período largo que se extiende a períodos mayores que  $T_c$ . Los valores específicos del sitio de  $Sac$  se basarán en determinaciones de una desviación estándar. Sin embargo, en ningún caso el valor de  $Sac$  se tomará como menor que el valor determinado de acuerdo con la Ec. (15.7-11) usando el 50% del valor mapeado de  $TL$  del Capítulo 22.

El límite del 80% de  $Sa$  requerido por las Secciones 21.3 y 21.4 no se aplicará a la determinación de los valores de  $Sac$  específicos del sitio, que satisfacen los requisitos de esta excepción. Al determinar el valor de  $Sac$ , el valor de  $TL$  no debe ser inferior a 4 s donde

$T_c = 2\bar{y}$	D	(15.7-12)
$3.68g$ tostado	vuut	3.68H

y donde

D = el diámetro del tanque [ft (m)]  
H = altura del líquido [ft (m)] g  
= aceleración causada por la gravedad en unidades consistentes;

#### 15.7.6.1.1 Distribución de Fuerzas Hidrodinámicas y de Inercia.

A menos que se requiera lo contrario en el documento de referencia apropiado enumerado en el Capítulo 23, se permite usar el método dado en ACI 350.3 para determinar la distribución vertical y horizontal de las fuerzas hidrodinámicas e iniciales en las paredes de tanques circulares y rectangulares.

**15.7.6.1.2 Chapoteo.** El chapoteo del líquido almacenado debe tenerse en cuenta en el diseño sísmico de tanques y recipientes de acuerdo con los siguientes requisitos:

- un. La altura del líquido que se desborda,  $\bar{y}_s$ , por encima de la altura de diseño del producto se calculará utilizando la Ec. (15.7-13):

$$\bar{y}_s = 0.42DileSac \quad (15.7-13)$$

Para tanques cilíndricos,  $D_i$  será el diámetro interior del tanque; para tanques rectangulares, el término  $D_i$  se reemplazará por la dimensión en planta longitudinal del tanque, L, para la dirección en consideración.

B. Para los tanques en la Categoría de Riesgo IV, el valor del Factor de Importancia, es decir, utilizado para la determinación del francobordo solamente, se tomará como 1,0. C. Para los tanques de las categorías de riesgo I, II y III, se permite que el valor de  $TL$  utilizado para la determinación del francobordo sea igual a 4 s. El valor del factor de importancia, es decir, utilizado para la determinación del francobordo para tanques en las categorías de riesgo I, II y III, será el valor determinado a partir de la tabla 1.5-1. D. Los efectos del chapoteo se deben acomodar por medio de uno de los siguientes: 1. Un francobordo mínimo de acuerdo con la Tabla 15.7-3.

2. Un techo y una estructura de soporte diseñados para contener el líquido que se derrama de acuerdo con la subsección e a continuación.
3. Se proporciona contención secundaria para controlar la prod. derrame de icto.
4. Solo para tanques o recipientes abiertos, un desbordamiento alrededor del perímetro del tanque o recipiente.

**EXCEPCIÓN:** No se requiere un francobordo mínimo para los tanques abiertos en la parte superior donde se cumplen las siguientes condiciones: 1. El fluido contenido no es tóxico, explosivo o altamente tóxico y ha sido aprobado por la autoridad competente como aceptable para derrames de productos.

Tabla 15.7-3 Francobordo mínimo requerido

Valor de SDS	Categoría de riesgo		
	yo o yo	—	IV
SDS < 0,33	No requerido	No requerido	$\bar{y}_s$
g SDS $\geq 0,33$ g	No requerido	0,7 $\bar{y}_s$	$\bar{y}_s$

2. La autoridad competente ha desarrollado y aprobado un plan de prevención, control y contramedidas de derrames de productos específicos del sitio (SPCC) para manejar adecuadamente el derrame resultante. El SPCC deberá dar cuenta del drenaje adecuado del sitio, la infiltración, la socavación de los cimientos y la protección de las instalaciones adyacentes contra derrames por chapoteo. Si el chapoteo está restringido porque el francobordo es menor que la altura de chapoteo calculada, entonces el techo y la estructura de soporte deben diseñarse para una carga hidrostática equivalente igual a la altura de chapoteo calculada menos el francobordo. Además, el diseño del tanque deberá utilizar la parte confinada de la masa convectiva (chapoteo) como masa impulsiva adicional.

**15.7.6.1.3 Equipos y tuberías adjuntas.** Los equipos, tuberías y pasarelas u otros accesorios adjuntos a la estructura deben estar diseñados para adaptarse a los desplazamientos impuestos por las fuerzas sísmicas. Para accesorios de tuberías, consulte la Sección 15.7.4.

**15.7.6.1.4 Elementos Internos.** Las uniones del equipo interno y los accesorios que se unen a la carcasa o al fondo primario de retención de líquido o presión o que brindan soporte estructural para los elementos principales (p. ej., una columna que soporta las vigas del techo) deben diseñarse para las cargas laterales causadas por el chapoteo, líquido además de las fuerzas de inercia por un método de análisis comprobado.

**15.7.6.1.5 Resistencia al deslizamiento.** La transferencia del esfuerzo cortante lateral total entre el tanque o recipiente y la subrasante se considerará:

un. Para tanques de acero de fondo plano, se permite que la fuerza de corte sísmica horizontal total sea resistida por la fricción entre el fondo del tanque y la base o la subrasante. Los tanques de almacenamiento deben diseñarse de manera que no se produzcan deslizamientos cuando el tanque esté lleno de producto almacenado. El cortante base sísmico máximo calculado, V, no debe exceder

$$V < W \tan 30^\circ \quad (15.7-14)$$

W se determinará utilizando el peso sísmico efectivo del tanque, el techo y el contenido después de la reducción por sismo vertical coincidente. Se deben usar valores más bajos del factor de fricción si el diseño del fondo del tanque a la base de apoyo no justifica el valor de fricción anterior (p. ej., membrana de detección de fugas debajo del fondo con un factor de fricción más bajo, fondos lisos, etc.). Alternativamente, se permite determinar el factor de fricción mediante ensayo de acuerdo con la Sección 11.1.4.

B. No se requiere anclaje lateral adicional para tanques de acero diseñados de acuerdo con documentos de referencia.

Tabla 15.7-4 Resistencia máxima del material

Material	Mínimo Relación $F_u / F_y$	máx. Material Vasija de fuerza Material (%)	máx. Material Fuerza Roscado Material (%)
Dúctil (por ejemplo, acero, aluminio, cobre)	1.33b	90c	70c
Semidúctil	1.2d	70c	50c
No dúctil (p. ej., hierro fundido, cerámica, fibra de vidrio)	N / A	25e	20e

<sup>a</sup>Conexión roscada a recipiente o sistema de soporte.

<sup>b</sup>Elongación mínima del 20 % según la especificación del material ASTM.

<sup>c</sup>Basado en el límite elástico mínimo especificado del material.

<sup>d</sup>Elongación mínima del 15 % según la especificación del material ASTM.

<sup>e</sup>Basado en la resistencia a la tracción mínima especificada del material.

C. El comportamiento de transferencia de corte lateral para configuraciones especiales de tanques (p. ej., fondos de pala, fondos de tanques muy coronados o tanques en rejilla) puede ser único y está más allá del alcance de esta norma.

**15.7.6.1.6 Transferencia de cortante local.** Transferencia local del cortante del techo a la pared y de la pared del tanque a la base

Deberá ser considerado. Para tanques y recipientes cilíndricos, el corte tangencial local máximo por unidad de longitud se calculará mediante

$$\frac{2V}{vm_{\max}} = \bar{y}D \quad (15.7-15)$$

un. El cortante tangencial en tanques de acero de fondo plano debe transferirse a través de la conexión soldada al fondo de acero. Este mecanismo de transferencia se considera aceptable para tanques de acero diseñados de acuerdo con los documentos de referencia donde  $SDS < 1.0gb$  Para tanques de concreto con una base deslizante donde el corte lateral es resistido por la fricción entre la pared del tanque y la base, el valor del coeficiente de fricción utilizado para el diseño no debe exceder tan  $30^\circ$ . C. Los tanques de concreto de base fija o de base articulada transfieren el cortante sísmico de base horizontal compartido por el cortante de membrana (tangencial) y el cortante radial a la cimentación, para anclado

En los tanques de concreto de base flexible, la mayor parte del cortante base es resistido por cortante de membrana (tangencial) a través de un sistema de corrugado con solo una flexión vertical insignificante en la pared. La conexión entre la pared y el piso debe ser diseñado para resistir el corte tangencial máximo.

**15.7.6.1.7 Estabilidad de Presión.** En el caso de los tanques de acero, la presión interna del producto almacenado endurece los elementos estructurales de capa cilíndrica delgada sujetos a las fuerzas de compresión de la membrana.

Se permite considerar este efecto de rigidez al resistir fuerzas de compresión inducidas sísmicamente si están permitidas por el documento de referencia o por la autoridad competente.

**15.7.6.1.8 Soporte de carcasa.** Los tanques de acero que descansan sobre paredes circulares o losas de concreto deben tener un espacio anular apoyado uniformemente debajo de la coraza. El apoyo uniforme se proporcionará mediante uno de los siguientes métodos:

un. Calzar y enlechar el espacio anular, b. Usar tableros de fibra u otro aislamiento adecuado, c. Usar placas anulares o de fondo soldadas a tope apoyadas directamente sobre la cimentación, y d. Usar cuñas muy próximas entre sí (sin lechada estructural), siempre que se consideren las cargas de apoyo localizadas en la pared del tanque y los cimientos para evitar el desmoronamiento y el descascarillado local.

Los tanques anclados mecánicamente deben calzarse y enlecharse.

Se debe considerar el pandeo local del armazón de acero para la fuerza máxima de compresión causada por las cargas operativas y el vuelco sísmico.

**15.7.6.1.9 Reparación, Alteración o Reconstrucción.** Las reparaciones, modificaciones o reconstrucciones (es decir, cortar y volver a montar) de un tanque o recipiente deben cumplir con la práctica estándar de la industria y con esta norma. Para tanques de acero soldado que almacenan líquidos, consulte API 653 y el documento de referencia aplicable que se enumera en el Capítulo 23.

Los tanques que se reubiquen deberán ser reevaluados para las cargas sísmicas del nuevo sitio y los requisitos de nueva construcción de acuerdo con el documento de referencia apropiado y esta norma.

### 15.7.7 Tanques y Recipientes para Almacenamiento y Tratamiento de Agua

15.7.7.1 Acero Soldado. Los tanques y recipientes de almacenamiento de agua de acero soldado deben diseñarse de acuerdo con los requisitos sísmicos de AWWA D100 con las siguientes excepciones:

- un. Los valores sísmicos de movimiento del suelo de diseño se determinarán de acuerdo con la Sección 11.4.b. Modifique AWWA D100, Sección 13.5.4.4 de la siguiente manera:

13.5.4.4 Francobordo. Se considerará el chapoteo al determinar el francobordo por encima de la MOL. El francobordo se define como la distancia desde el MOL hasta el nivel más bajo de la estructura del techo. El francobordo provisto deberá cumplir con los requisitos de la Tabla 29, a menos que se especifique lo contrario. La altura de la ola chapoteando :::

15.7.7.2 Acero atornillado. Las estructuras de almacenamiento de agua de acero empernado deben diseñarse de acuerdo con los requisitos sísmicos de AWWA D103, con las siguientes excepciones.

- un. Los valores de movimiento del suelo de diseño sísmico se determinarán extraído de acuerdo con la Sección 11.4.
- B. Para tanques Tipo 6, la relación de vuelco, J, determinada usando AWWA D103, Eq. (14-32) no excederá de 0,785.

### 15.7.7.3 Concreto Armado y Pretensado. Reforzado

y los tanques de concreto pretensado deben diseñarse de acuerdo con los requisitos sísmicos de AWWA D110, AWWA D115 o ACI 350.3, excepto que el Factor de importancia, es decir, debe determinarse de acuerdo con la Sección 15.4.1.1; el coeficiente de modificación de la respuesta, R, se tomará de la Tabla 15.4-2; los valores de movimiento del suelo de diseño sísmico se determinarán de acuerdo con la Sección 11.4; y las fuerzas de entrada de diseño para los procedimientos de diseño por resistencia se determinarán usando los procedimientos de ACI 350.3, excepto que Sac se sustituirá por Cc en ACI 350.3, Sección 9.4.2, usando las Ecs. (15.7-10) para  $T_c \leq TL$  y (15.7-11) para  $T_c > TL$  de la Sección 15.7.6.1.

### 15.7.8 Tanques y Recipientes Petroquímicos e Industriales para Almacenar Líquidos

15.7.8.1 Acero Soldado. Los tanques petroquímicos, tanques industriales y recipientes que almacenan líquidos bajo una presión interna inferior o igual a 2,5 psig (17,2 kPa g) deben estar diseñados de acuerdo con los requisitos sísmicos de API 650. Los tanques petroquímicos, tanques industriales y recipientes que almacenan líquidos bajo una presión interna superior a 2,5 psig (17,2 kPa g) y menor o igual a 15 psig (104,4 kPa g) deben estar diseñados de acuerdo con las normas sísmicas. requisitos de API 620.

15.7.8.2 Acero atornillado. Los tanques de acero atornillados se utilizan para el almacenamiento de líquidos de producción. API 12B cubre los requisitos de material, diseño y montaje para tanques verticales, cilíndricos y atornillados sobre el suelo en capacidades nominales de 100 a 10,000 barriles para servicio de producción. A menos que sea requerido por la Autoridad competente, estas estructuras temporales no necesitan estar diseñadas para cargas sísmicas. Si se requiere un diseño para carga sísmica, se permite que las cargas se ajusten a la naturaleza temporal de la vida útil anticipada.

15.7.8.3 Concreto Armado y Pretensado. Los tanques de hormigón armado para el almacenamiento de líquidos petroquímicos e industriales deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de fuerza de la Sección 15.7.7.3.

### 15.7.9 Tanques de almacenamiento apoyados en tierra para materiales granulares

15.7.9.1 Generalidades. El comportamiento intergranular del material se debe considerar al determinar la masa efectiva y las trayectorias de carga, incluidos los siguientes comportamientos:

- un. Aumento de la presión lateral (y la tensión circunferencial resultante) causada por la pérdida de la fricción intergranular del material durante la sacudida sísmica;
- B. Aumento de las tensiones circunferenciales generadas por los cambios de temperatura en la cubierta después de que el material ha sido compactado; y
- C. Fricción intergranular, que puede transferir el corte sísmico directamente a la cimentación.

15.7.9.2 Determinación de la fuerza lateral. Las fuerzas laterales para tanques y recipientes que almacenan materiales granulares a nivel deben ser determinadas por los requisitos y aceleraciones para estructuras de período corto (es decir, SDS).

#### 15.7.9.3 Distribución de fuerzas a Shell y Foundation

##### 15.7.9.3.1 Presión lateral aumentada. El aumento de lateral

La presión en la pared del tanque se sumará a la presión lateral estática de diseño, pero no se utilizará para determinar los efectos de la estabilidad de la presión sobre la resistencia al pandeo axial del cuerpo del tanque.

15.7.9.3.2 Masa Efectiva. Una porción de una masa granular almacenada actúa con la coraza (la masa efectiva). La masa efectiva está relacionada con las características físicas del producto, la relación altura-diámetro (H/D) del tanque y la intensidad del evento sísmico. La masa efectiva se utilizará para determinar las cargas cortantes y de vuelco resistidas por el tanque.

15.7.9.3.3 Densidad Efectiva. El factor de densidad efectiva (la parte de la masa total almacenada del producto que es acelerada por el evento sísmico) debe determinarse de acuerdo con ACI 313.

15.7.9.3.4 Deslizamiento lateral. Para los tanques de almacenamiento granular que tienen un fondo de acero y están soportados de tal manera que la fricción en la interfaz del fondo con la cimentación puede resistir las cargas laterales de corte, no se requiere anclaje adicional para evitar el deslizamiento. Para tanques sin fondos de acero (es decir, el material descansa directamente sobre los cimientos), se debe proporcionar un anclaje de corte para evitar el deslizamiento.

15.7.9.3.5 Sistemas de anclaje combinados. Si se utilizan sistemas de anclaje separados para evitar el vuelco y el deslizamiento, se debe considerar la rigidez relativa de los sistemas al determinar la distribución de la carga.

15.7.9.4 Estructuras de Acero Soldado. Las estructuras de almacenamiento granular de acero soldado deben diseñarse de acuerdo con los requisitos sísmicos de esta norma. Las tensiones y materiales permisibles de los componentes deben cumplir con AWWA D100, excepto que se aplicarán las tensiones permisibles de membrana circunferencial y los requisitos de materiales en API 650.

15.7.9.5 Estructuras de acero atornilladas. Las estructuras de almacenamiento granular de acero empernado deben diseñarse de acuerdo con los requisitos sísmicos de esta sección. Los materiales y las tensiones admisibles de los componentes se ajustarán a AWWA D103.

15.7.9.6 Estructuras Reforzadas. Hormigón estructuras de concreto reforzado para el almacenamiento de materiales granulares deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de fuerza sísmica de esta norma y los requisitos de ACI 313.

#### 15.7.9.7 Estructuras de hormigón pretensado. Pretensado

Las estructuras de hormigón para el almacenamiento de materiales granulares deberán

estar diseñado de acuerdo con los requisitos de fuerza sísmica de esta norma y los requisitos de ACI 313.

#### 15.7.10 Tanques y Recipientes Elevados para Líquidos y Materiales Granulares

**15.7.10.1 Generalidades.** Esta sección se aplica a tanques, recipientes, contenedores y tolvas que están elevados sobre el nivel del suelo donde la torre de soporte es una parte integral de la estructura. Los tanques y recipientes que están soportados por otra estructura se consideran equipos mecánicos y deben diseñarse de acuerdo con la Sección 15.3.

Los tanques elevados deben estar diseñados para los requisitos de fuerza y desplazamiento del documento de referencia aplicable o la Sección 15.4.

**15.7.10.2 Masa efectiva.** El diseño de la torre de soporte o pedestal, anclaje y cimentación para vuelco sísmico deberá asumir que el material almacenado es una masa rígida que actúa en el centro de gravedad volumétrico. Se permite considerar los efectos de la interacción fluido-estructura al determinar las fuerzas, el período efectivo y los centroides de masa del sistema si se cumplen los siguientes requisitos:

- un. El período de chapoteo,  $T_c$ , es mayor que  $3T$  donde  $T$  = período natural del tanque con líquido confinado (masa rígida) y estructura de soporte, y
- B. El mecanismo de chapoteo (es decir, el porcentaje de masa convectiva y el centroide) se determina para la configuración específica del contenedor mediante análisis o pruebas detallados de interacción fluido-estructura.

Se permite incluir la interacción suelo-estructura en la determinación de  $T_c$ , siempre que se cumplan los requisitos del Capítulo 19.

**15.7.10.3 Efectos P-Delta.** La deriva lateral del tanque elevado se considerará como sigue:

- un. La deriva de diseño, determinada por un análisis elástico, se incrementará en el factor  $C_d/l_e$  para evaluar la carga adicional en la estructura de soporte. B. Se supondrá que la base del tanque es de rotación fija.

cional y lateralmente. C. Se deben considerar las deflexiones causadas por flexión, tensión axial o compresión. Para tanques de pedestal con una relación altura-diámetro inferior a 5, se deben considerar las deformaciones por cortante del pedestal.

- D. Los efectos de carga muerta del equipo montado en el techo o plataforma Los formularios se incluirán en el análisis.

mi. Si se construye dentro de las tolerancias de plomada especificadas por el documento de referencia, no es necesario considerar la inclinación inicial en el análisis P-delta.

#### 15.7.10.4 Transferencia de Fuerzas Laterales a la Torre de Apoyo.

Para tanques y recipientes apoyados en postes que están arriostrados en cruz:

- un. El arriostramiento debe instalarse de tal manera que proporcione una resistencia uniforme a la carga lateral (p. ej., pretensado o ajustado para lograr un hundimiento equivalente). B. Se incluirá la carga adicional en la ristra causada por la excentricidad entre la unión poste-tanque y la línea de acción de la ristra.

C. Se debe considerar la excentricidad de la línea de acción de la biela en compresión (elementos que resisten la tracción de las varillas de arriostramiento en los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas) con sus puntos de unión. D. La conexión del poste o pata con la cimentación debe diseñarse para resistir tanto la resultante vertical como la lateral de la carga de fluencia en el arriostramiento, asumiendo que la

La dirección de la carga lateral está orientada para producir el corte lateral máximo en la interfaz entre el poste y la cimentación.

Cuando se conectan varias varillas en el mismo lugar, el anclaje se debe diseñar para resistir las cargas de tracción concurrentes en las riostras.

**15.7.10.5 Evaluación de Estructuras Sensible a la Falla por Pandeo.** Las estructuras de armazón que soportan cargas sustanciales pueden exhibir un modo primario de falla por pandeo general o localizado del pedestal o faldón de soporte causado por cargas sísmicas. Dichas estructuras pueden incluir torres de agua de un solo pedestal, recipientes de proceso con soporte de falda y torres similares de un solo miembro. Donde concluye la evaluación estructural

que el pandeo del apoyo es el principal modo de falla que rige, las estructuras especificadas en esta norma deben diseñarse para los incisos a y b siguientes y aquellas que se asignan como Riesgo

La categoría IV se diseñará para resistir las fuerzas sísmicas de la siguiente manera:

- un. El coeficiente de respuesta sísmica para esta evaluación deberá estar de acuerdo con la Sección 12.8.1.1 de esta norma con  $le/R$  igual a 1.0. Se permite el uso de interacciones suelo-estructura y fluido-estructura para determinar la respuesta estructural. No es necesario considerar combinaciones verticales u ortogonales. B. La resistencia de la estructura se definirá como la

resistencia crítica al pandeo del elemento, es decir, un factor de seguridad fijado igual a 1,0.

**15.7.10.6 Estructuras de almacenamiento de agua de acero soldado.** Las estructuras elevadas de almacenamiento de agua de acero soldado deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos sísmicos de AWWA D100 con los límites de altura estructural impuestos por la Tabla 15.4-2.

**15.7.10.7 Tanques de pedestal de concreto (compuestos).** Las estructuras elevadas de almacenamiento de agua con pedestal de concreto (compuesto) deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de AWWA D107, excepto que los valores de movimiento del suelo de diseño sísmico deben determinarse de acuerdo con la Sección 11.4.

#### 15.7.11 Calderas y Recipientes a Presión

**15.7.11.1 Generalidades.** Los accesorios para el límite de presión, soportes y sistemas de anclaje resistentes a fuerzas sísmicas para calderas y recipientes a presión deben estar diseñados para cumplir con los requisitos de fuerza y desplazamiento de la Sección 15.3 o 15.4 y los requisitos adicionales de esta sección. Las calderas y los recipientes a presión clasificados como Categorías de riesgo III o IV deben estar diseñados para cumplir con los requisitos de fuerza y desplazamiento de la Sección 15.3 o 15.4.

**15.7.11.2 Calderas y recipientes a presión ASME.** Se considerará que las calderas o recipientes a presión diseñados y construidos de acuerdo con ASME BPVC cumplen con los requisitos de esta sección, siempre que los requisitos de fuerza y desplazamiento de la Sección 15.3 o 15.4 se utilicen con la escala adecuada de los requisitos de fuerza y desplazamiento para el diseño de la tensión de trabajo. base.

**15.7.11.3 Adjuntos de Equipo Interno y Refractario.** Los accesorios al límite de presión para componentes auxiliares internos y externos (refractarios, ciclones, bandejas, etc.) deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas especificadas en esta norma para proteger contra la ruptura del límite de presión. Alternativamente, se permite que el elemento adjunto se diseñe para fallar antes de dañar el límite de presión siempre que las consecuencias de la falla no pongan en peligro el límite de presión. Para calderas o recipientes que contengan líquidos,

se considerará el efecto del chapoteo en el equipo interno si el equipo puede dañar la integridad del límite de presión.

**15.7.11.4 Acoplamiento de Vasija y Estructura de Soporte.** Cuando la masa de la embarcación operativa o de las embarcaciones soportadas sea superior al 25 % de la masa total de la estructura combinada, los diseños de la estructura y la embarcación deberán considerar los efectos del acoplamiento dinámico entre sí. Se debe considerar el acoplamiento con estructuras conectadas adyacentes, como torres múltiples, si las estructuras están interconectadas con elementos que transfieren cargas de una estructura a otra.

**15.7.11.5 Efectivo Masa. Fluido–estructura Interacción**  
(chapoteo) se considerará al determinar la masa efectiva del material almacenado, siempre que exista suficiente superficie líquida para que se produzca el chapoteo y que la  $T_c$  sea superior a 3T. Se deben considerar los cambios o variaciones en la densidad del material con la presión y la temperatura.

**15.7.11.6 Otras Calderas y Recipientes a Presión.** Las calderas y los recipientes a presión designados como Categoría de riesgo IV, pero que no están diseñados y construidos de acuerdo con los requisitos de ASME BPVC, deben cumplir con los siguientes requisitos.

Las cargas sísmicas en combinación con otras cargas de servicio y los efectos ambientales apropiados no deberán exceder la resistencia del material que se muestra en la Tabla 15.7-4.

Se debe considerar mitigar las cargas de impacto sísmico para elementos de calderas o recipientes construidos con materiales no dúctiles o recipientes operados de tal manera que se reduzca la ductilidad del material (por ejemplo, aplicaciones de baja temperatura).

**15.7.11.7 Soportes y Fijaciones para Calderas y Recipientes a Presión.** Los accesorios para el límite de presión y soporte para calderas y recipientes a presión deben cumplir con los siguientes requisitos:

un. Los accesorios y soportes que transfieren cargas sísmicas deben estar construidos con materiales dúctiles adecuados para el uso previsto. aplicación y condiciones ambientales. B. El anclaje debe estar de acuerdo con la Sección 15.4.9, por lo que el empotramiento del anclaje en el concreto está diseñado para desarrollar la resistencia del acero del anclaje en tensión. La resistencia del acero del anclaje en tensión se determinará de acuerdo con ACI 318, Eq. (17.4.1.2).

El ancla deberá tener una longitud mínima de calibre de ocho diámetros. Las combinaciones de carga, incluida la sobreresistencia de la Sección 12.4.3, no deben usarse para dimensionar los pernos de anclaje para tanques y recipientes horizontales y verticales.

C. Los soportes sísmicos y los accesorios a las estructuras deben diseñarse y construirse de modo que el soporte o el accesorio permanezcan dúctiles en todo el rango de desplazamientos y cargas laterales sísmicas inversas.

D. Los accesorios de la embarcación deben considerar el efecto potencial sobre la embarcación y el soporte de reacciones verticales desiguales basadas en variaciones en la rigidez relativa de los miembros de soporte, detalles disímiles, calzos no uniformes o soportes irregulares. La distribución desigual de las fuerzas laterales deberá considerar la distribución relativa de los elementos resistentes, el comportamiento de los detalles de la conexión y la distribución del cortante del recipiente.

Los requisitos de las Secciones 15.4 y 15.7.10.5 también serán aplicables a esta sección.

#### 15.7.12 Esferas de líquido y gas 15.7.12.1

General. Fijaciones al límite de presión o líquido, soportes y anclaje resistente a fuerzas sísmicas

Los sistemas para esferas de líquido y gas deben estar diseñados para cumplir con los requisitos de fuerza y desplazamiento de la Sección 15.3 o 15.4 y los requisitos adicionales de esta sección. Las esferas clasificadas como Categoría de riesgo III o IV deberán estar diseñadas para cumplir con los requisitos de fuerza y desplazamiento de la Sección 15.3 o 15.4.

**15.7.12.2 Esferas ASME.** Las esferas diseñadas y construidas de acuerdo con la Sección VIII de ASME BPVC deben ser  
se considera que cumple con los requisitos de esta sección, siempre que los requisitos de fuerza y desplazamiento de la Sección 15.3 o 15.4 se utilicen con la escala apropiada de los requisitos de fuerza y desplazamiento a la base de diseño de la tensión de trabajo.

**15.7.12.3 Adjuntos de Equipo Interno y Refractario.** Los accesorios al límite de presión o líquido para componentes auxiliares internos y externos (refractarios, ciclones, bandejas, etc.) deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas especificadas en esta norma para proteger contra la ruptura del límite de presión.

Alternativamente, el elemento unido a la esfera podría diseñarse para fallar antes de dañar el límite de presión o líquido, siempre que las consecuencias de la falla no pongan en peligro el límite de presión. Para esferas que contengan líquidos, se debe considerar el efecto del chapoteo en el equipo interno si el equipo puede dañar el límite de presión.

**15.7.12.4 Masa efectiva.** Se debe considerar la interacción fluido-estructura (chapoteo) al determinar la masa efectiva del material almacenado, siempre que exista suficiente superficie líquida para que se produzca el chapoteo y que la  $T_c$  sea mayor que 3T. Se deben considerar los cambios o variaciones en la densidad del fluido.

**15.7.12.5 Esferas soportadas por postes y varillas.** Para esferas apoyadas en postes que están arriostradas en cruz:

- un. Los requisitos de la Sección 15.7.10.4 también se aplicarán cable a esta sección.
- B. El efecto de rigidez (reducción de la deriva lateral) del pretensado del arriostramiento se debe considerar al determinar el período natural. C. Se considerará la esbeltez y el pandeo local de los postes. D. Pandeo local de la cubierta esférica en la fijación del poste

Deberá ser considerado.

- mi. Para esferas que almacenan líquidos, las conexiones de arriostramiento deben diseñarse y construirse para desarrollar el límite elástico mínimo publicado del arriostramiento. Para esferas que almacenan vapores de gas únicamente, la conexión de arriostramiento se debe diseñar para 100 veces la carga máxima de diseño en el arriostramiento. Se prohíben las conexiones de arriostramiento lateral directamente unidas al límite de presión o líquido.

**15.7.12.6 Esferas apoyadas en faldones.** Para esferas apoyadas en faldones, se aplicarán los siguientes requisitos:

- un. También se aplicarán los requisitos de la Sección 15.7.10.5 . B. Se debe considerar el pandeo local del faldón bajo las fuerzas de compresión de la membrana causadas por la carga axial y los momentos de flexión.
- C. La penetración del soporte del faldón (bocas de visita, tuberías, etc.) debe diseñarse y construirse para mantener la resistencia del faldón sin penetraciones.

#### 15.7.13 Tanques y recipientes de almacenamiento de líquidos y gases

refrigerados 15.7.13.1 Generalidades. Los tanques e instalaciones para el almacenamiento de hidrocarburos licuados y líquidos refrigerados deberán cumplir con las

requisitos de esta norma. Los tanques de almacenamiento de gas de hidrocarburo licuado (p. ej., gas de petróleo licuado o butano) y líquidos refrigerados (p. ej., amoníaco) deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de la Sección 15.7.8 y API . 620.

15.7.14 Recipientes horizontales soportados por sillas de montar para almacenamiento de líquidos o vapores 15.7.14.1 Generalidades. Las

embarcaciones horizontales apoyadas en monturas (a veces denominadas "dirigibles") deben estar diseñadas para cumplir con los requisitos de fuerza y desplazamiento de la Sección 15.3 o 15.4.

15.7.14.2 Masa efectiva. Se deben considerar los cambios o variaciones en la densidad del material. El diseño de los soportes, sillas, anclaje y cimentación para vuelco sísmico deberá asumir que el material almacenado es una masa rígida que actúa en el centro de gravedad volumétrico.

15.7.14.3 Diseño de Embarcaciones. A menos que se realice un análisis más riguroso,

- un. Se permite suponer que las embarcaciones horizontales con una relación eslora a diámetro de 6 o más son simplemente apoyadas.

viga que se extiende entre las sillas para determinar el período natural de vibración y el momento de flexión global. B. Para recipientes horizontales con una relación eslora a diámetro de menos de 6, los efectos del "cortante de viga profunda" se deben considerar al determinar el período fundamental y la distribución de esfuerzos.

C. Se debe considerar la flexión y el pandeo locales del cuerpo del recipiente en los soportes de la silla causados por la carga sísmica.

No se debe considerar que los efectos estabilizadores de la presión interna aumenten la resistencia al pandeo del cuerpo del recipiente.

D. Si el recipiente es una combinación de almacenamiento de líquido y gas, el recipiente y los soportes deben diseñarse con y sin presión de gas actuando (suponga que la tubería se ha roto y no existe presión).

## 15.8 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Consulte el Capítulo 23 para obtener la lista de estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO 16

### ANÁLISIS DEL HISTORIAL DE RESPUESTA NO LINEAL

#### 16.1 REQUISITOS GENERALES

16.1.1 Alcance. Se permitirá el uso de análisis de historial de respuesta no lineal de acuerdo con los requisitos de este capítulo para demostrar una resistencia, rigidez y ductilidad aceptables para resistir la sacudida máxima considerada del terremoto (MCER) con un rendimiento aceptable. Cuando se realiza un análisis del historial de respuesta no lineal, el diseño también debe cumplir con los requisitos de la Sección 16.1.2. El análisis del historial de respuesta no lineal deberá incluir los efectos del movimiento horizontal y, cuando lo exija la Sección 16.1.3, el movimiento vertical.

La documentación del diseño y análisis debe prepararse de acuerdo con la Sección 16.1.4. Las historias de aceleración del movimiento del suelo se seleccionarán y modificarán de acuerdo con las procedimientos de la Sección 16.2. La estructura se modelará y analizará de acuerdo con los criterios del apartado 16.3. Los resultados del análisis deberán cumplir con los criterios de aceptación de la Sección 16.4. La revisión independiente del diseño estructural se realizará de acuerdo con los requisitos de la Sección 16.5.

16.1.2 Análisis lineal. Además del análisis del historial de respuesta no lineal, también se realizará un análisis lineal de acuerdo con uno de los procedimientos aplicables del Capítulo 12.

El diseño de la estructura deberá cumplir con todos los criterios aplicables del Capítulo 12. Cuando se use la interacción suelo-estructura de acuerdo con el Capítulo 19 en el análisis no lineal, se permitirá usar también el ajuste espectral correspondiente en el análisis lineal.

#### EXCEPCIONES:

1. Para estructuras de Categoría de riesgo I, II y III, las Secciones 12.12.1 y 12.12.5 no se aplican al análisis lineal. Cuando las desviaciones medias calculadas a partir de los análisis no lineales excedan el 150 % de las desviaciones de piso permitidas según la Sección 12.12.1, los componentes no estructurales sensibles a la deformación deben diseñarse para 2/3 de estas desviaciones medias.
2. Se permite tomar el factor de sobreresistencia,  $\gamma_0$ , como 1,0 para los efectos de carga sísmica de la Sección 12.4.3.
3. Se permite tomar el factor de redundancia,  $\gamma$ , como 1,0.
4. Cuando se modele explícitamente la torsión accidental en el análisis no lineal, se permitirá tomar el valor de  $A_x$  como unidad en el análisis del Capítulo 12.

16.1.3 Análisis de respuesta vertical. El análisis del historial de respuesta no lineal deberá incluir explícitamente los efectos de la respuesta vertical cuando ocurra cualquiera de los siguientes:

1. Los elementos verticales del sistema resistente a la fuerza de gravedad son discontinuos.
2. Para estructuras que no son de edificación, cuando el Capítulo 15 requiere la consideración de los efectos de terremotos verticales.

16.1.4 Documentación. Antes de realizar el análisis no lineal, los criterios de diseño específicos del proyecto deben ser aprobados por los revisores de diseño estructural independientes y la autoridad competente. Los criterios específicos del proyecto identificarán lo siguiente:

1. Los sistemas y procedimientos seleccionados para resistir fuerzas sísmicas y de gravedad utilizados en el diseño estructural.
2. Parámetros geotécnicos, incluidas las características del suelo, los tipos de cimientos recomendados, los parámetros de diseño, la evaluación del riesgo sísmico, los espectros de objetivos y la selección y escala de los historiales de aceleración.
3. Carga de diseño, incluidas las cargas ambientales y de gravedad.
4. Supuestos y enfoque de modelado analítico, incluido el software que se utilizará, definición de masa, identificación de comportamientos controlados por fuerza y deformación, descripción de las acciones de los componentes que se modelan de manera elástica e inelástica, propiedades esperadas del material, base para el modelado de componentes histeréticos, supuestos de rigidez inicial del componente, supuestos de rigidez de juntas, modelado de diafragma, amortiguamiento y procedimiento para modelar la interacción cimentación-suelo.
5. Resúmenes de datos de pruebas de laboratorio y otros datos aplicables usados para justificar el modelado del componente histerético o usados para justificar un desempeño estructural aceptable.
6. Valores de criterios de aceptación específicos utilizados para evaluar el desempeño de los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas. La documentación asociada también incluirá la identificación de los modos de falla de los componentes considerados indicativos de colapso.
7. Cuando las derivas excedan el 150% de los valores aplicables permitidos en la Sección 12.12, los criterios utilizados para demostrar una compatibilidad de deformación aceptable de los componentes del sistema resistente a la fuerza de gravedad.

Luego de completar el análisis, se preparará y presentará la siguiente documentación a los revisores independientes del diseño estructural y a la autoridad competente:

1. Informe geotécnico final, incluidas las características de resistencia al corte, rigidez y amortiguamiento del suelo; tipos de cimientos recomendados y parámetros de diseño; y evaluación de riesgos sísmicos, incluidos los espectros de objetivos y la selección y escala de los movimientos del suelo.
2. Comportamiento dinámico general del edificio, incluidas las frecuencias naturales, las formas modales y la participación modal masiva.
3. Resultados de parámetros de respuesta estructural clave y comparaciones con los criterios de aceptación de la Sección 16.4.
4. Detalle de elementos críticos.

#### 16.2 MOVIMIENTOS TERRESTRES

16.2.1 Espectro de respuesta del objetivo. Se desarrollará un espectro de respuesta de MCER objetivo, amortiguado al 5%, usando ya sea el

procedimientos de la Sección 16.2.1.1 o la Sección 16.2.1.2. Se permitirá considerar los efectos del promedio de la losa base y el empotramiento de la cimentación de acuerdo con el Capítulo 19.

Cuando se incluyan en el análisis los efectos del movimiento sísmico vertical, también se construirá un espectro vertical de MCER objetivo.

**16.2.1.1 Método 1.** Se debe desarrollar un espectro de respuesta único, basado en los requisitos de la Sección 11.4.7 o la Sección 11.4.8.

**16.2.1.2 Método 2.** Se deben desarrollar dos o más espectros de respuesta del objetivo específicos del sitio. Cuando se utilice este método, se deberán cumplir los siguientes requisitos, además de los demás requisitos de este capítulo:

1. Se seleccionarán dos o más períodos, correspondientes a aquellos períodos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta dinámica inelástica del edificio en dos direcciones ortogonales. En la selección de períodos se considerará el alargamiento de los períodos elásticos del modelo.
  2. Para cada período seleccionado, se creará un espectro objetivo que iguale o supere el valor de MCER en ese período. Al desarrollar el espectro objetivo (1) se debe realizar una desagregación específica del sitio para identificar los eventos sísmicos que más contribuyen al movimiento del suelo MCER en el período seleccionado y (2) el espectro objetivo se debe desarrollar para capturar una o más formas espectrales de magnitud dominante y combinaciones de distancia reveladas por la desagregación.
  3. La envolvente de los espectros del objetivo no será inferior al 75 % de los valores espectrales calculados utilizando el Método 1 de la Sección 16.2.1.1, para todos los períodos en el rango especificado en la Sección 16.2.3.1.
  4. Para cada espectro de respuesta de objetivo, se debe desarrollar y utilizar un conjunto de movimiento de tierra para análisis de historial de respuesta de acuerdo con las Secciones 16.2.3 a la Sección 16.2.4.
- Los requisitos de los criterios de aceptación de la Sección 16.4 se evaluarán de forma independiente para cada uno de los conjuntos de movimiento del suelo.

Las variaciones en los procedimientos descritos en esta sección son permitido su uso cuando sea aprobado por la revisión de diseño.

**16.2.2 Selección de movimiento de tierra.** Un conjunto de no menos de 11 movimientos de tierra para cada espectro objetivo. Los movimientos del suelo consistirán en pares de componentes de movimiento del suelo horizontales ortogonales y, cuando se consideren efectos de terremotos verticales, un componente de movimiento del suelo vertical. Los movimientos del suelo se seleccionarán de eventos dentro del mismo régimen tectónico general y que tengan magnitudes y distancias de falla generalmente consistentes como las que controlan el espectro objetivo y deberán tener una forma espectral similar al espectro objetivo. Para sitios cercanos a la falla, como se define en la Sección 11.4.1, y otros sitios donde la sacudida MCER puede exhibir direccionalidad y características impulsivas, la proporción de movimientos del suelo con efectos de directividad cercana a la falla y ruptura representará la probabilidad de que la sacudida MCER exhiba estos efectos. Cuando no se disponga del número requerido de movimientos del suelo registrados, se permitirá complementar los registros disponibles con movimientos del suelo simulados. Las simulaciones de movimiento del suelo deberán ser consistentes con las magnitudes, las características de la fuente, las distancias de falla y las condiciones del sitio que controlan el espectro objetivo.

**16.2.3 Modificación del movimiento del suelo.** Los movimientos de suelo deberán ser escalado en amplitud de acuerdo con los requisitos de la Sección 16.2.3.2 o emparejado espectralmente de acuerdo con el

requisitos de la sección 16.2.3.3. La coincidencia espectral no se utilizará para sitios cercanos a la falla a menos que las características de pulso de los movimientos del terreno se mantengan después de que se haya completado el proceso de coincidencia.

**16.2.3.1 Rango de Período para Escalamiento o Coincidencia.** Se debe determinar un rango de períodos, correspondiente a los períodos de vibración que contribuyen significativamente a la respuesta dinámica lateral del edificio. Este intervalo de períodos tendrá un límite superior mayor o igual al doble del período más largo del primer modo en las principales direcciones horizontales de respuesta, a menos que el análisis dinámico justifique un valor más bajo, no menos de 1,5 veces el período más grande del primer modo. bajo movimientos de tierra MCER.

El límite inferior del período se establecerá de manera que el rango del período incluya al menos el número de modos elásticos necesarios para alcanzar el 90 % de participación en masa en cada dirección horizontal principal. El período límite inferior no excederá el 20 % del período más pequeño del primer modo para las dos direcciones de respuesta horizontales principales. Cuando se considera la respuesta vertical en el análisis, el período de límite inferior utilizado para la modificación de los componentes verticales del movimiento del suelo no debe tomarse como menor que el mayor de 0,1 segundos, o el período más bajo en el que se produce una participación significativa de la masa vertical.

**16.2.3.2 Escalamiento de amplitud.** Para cada par de movimiento del suelo horizontal, se debe construir un espectro de dirección máxima a partir de los dos componentes del movimiento del suelo horizontal.

Cada movimiento del suelo debe escalarse, con un factor de escala idéntico aplicado a ambos componentes horizontales, de modo que el promedio de los espectros de dirección máxima de todos los movimientos del suelo generalmente coincida o excede el espectro de respuesta del objetivo durante el rango de período definido en la Sección 16.2.3.1. El promedio de los espectros de dirección máxima de todos los movimientos del terreno no deberá caer por debajo del 90% del espectro de respuesta del objetivo para cualquier período dentro del mismo rango de período. Cuando se considere la respuesta vertical en el análisis, el componente vertical de cada movimiento del suelo se escalará de manera que el promedio de los espectros de respuesta vertical envuelva el espectro de respuesta vertical objetivo durante el rango de período especificado en la Sección 16.2.3.1.

**16.2.3.3 Coincidencia espectral.** Cada par de movimientos del suelo se modificará de modo que el promedio de los espectros de dirección máxima para el conjunto sea igual o excede el 110 % del espectro objetivo durante el intervalo de períodos definido en la Sección 16.2.3.1.

Cuando se considere la respuesta vertical en el análisis, el componente vertical de cada movimiento del suelo debe coincidir espectralmente con el espectro de respuesta vertical objetivo de modo que el promedio de los espectros coincidentes no caiga por debajo del espectro vertical objetivo en el rango de escala de la Sección 16.2.3.1.

**16.2.4 Aplicación de Movimientos Terrestres al Modelo Estructural.** Los movimientos del terreno se aplicarán a los apoyos del modelo estructural. Para sitios cercanos a la falla, como se define en la Sección 11.4.1, cada par de componentes de movimiento horizontal del suelo debe rotarse en las direcciones normal a la falla y paralela a la falla de la falla causante y aplicarse al edificio en dicha orientación. En todos los demás sitios, cada par de componentes de movimiento horizontal del suelo se debe aplicar al edificio en orientaciones ortogonales de modo que el promedio (o la media) del espectro de respuesta del componente para los registros aplicados en cada dirección esté dentro del 10 % de la media de los espectros de respuesta de componentes de todos los registros aplicados para el rango de período especificado en la Sección 16.2.3.1.

## 16.3 MODELADO Y ANÁLISIS

**16.3.1 Modelado.** Los modelos matemáticos deberán ser tridimensionales y deberán cumplir con los requisitos de la Sección

12.7 y esta sección. Para estructuras que tienen niveles subterráneos, el modelo estructural se extenderá hasta el nivel de cimentación y los movimientos del terreno se deben ingresar al nivel de los cimientos. Se incluirán todos los elementos que afecten significativamente la respuesta sísmica cuando estén sujetos a movimientos de tierra MCER. El modelado del comportamiento histerético no lineal del elemento debe ser consistente con ASCE 41 o datos de prueba de laboratorio aplicables. Los datos de prueba no deben extrapolarse más allá de los niveles de deformación probados. La degradación en la resistencia o rigidez del elemento se incluirá en los modelos histéricos a menos que se pueda demostrar que la respuesta no es suficiente para producir estos efectos.

Los modelos de análisis deberán ser capaces de representar la flexibilidad de los diafragmas de piso cuando esto sea significativo para la respuesta de la estructura. Los diafragmas en las discontinuidades horizontales y verticales en la resistencia lateral deben modelarse explícitamente de manera que permitan la captura de las transferencias de fuerza y las deformaciones resultantes.

**16.3.2 Carga de gravedad.** El modelado y las demandas de los elementos en el modelo de análisis se determinarán considerando los efectos del terremoto que actúan en combinación con las cargas de gravedad esperadas, con y sin carga viva.

Las cargas de gravedad esperadas con carga viva se tomarán como  $1.0D + 0.5L$ , donde  $L$  se tomará como el 80 % de las cargas vivas no reducidas que superen las 100 lb/ft<sup>2</sup> (4,79 kN/m<sup>2</sup>) y el 40 % de todas las demás cargas vivas no reducidas. Las cargas de gravedad esperadas sin carga viva se tomarán como 1.0D.

**EXCEPCIÓN:** Cuando la suma, sobre toda la estructura, de la carga viva esperada ( $0.5L$ ) como se definió anteriormente no excede el 25 % de la carga muerta total,  $D$ , y la intensidad de la carga viva  $L_0$  sobre al menos el 75 % de la estructura es inferior a 100 psf (4,79 kN/m<sup>2</sup>), no es necesario considerar el caso sin carga viva.

**16.3.3 Efectos P-Delta.** Los efectos P-delta considerando la distribución espacial de las cargas de gravedad se incluirán en el análisis.

**16.3.4 Torsión.** La excentricidad inherente resultante de cualquier compensación en los centros de masa y rigidez en cada nivel se tendrá en cuenta en el análisis. Además, cuando una estructura horizontal Tipo 1a o Tipo 1b exista irregularmente como se define en la Sección 12.3.2.1, la excentricidad accidental consiste en un supuesto desplazamiento del centro de masa en cada dirección desde su ubicación real por una distancia igual al 5% del diafragma. Se considerará la dimensión de la estructura paralela a la dirección del cambio de masa. No es necesario aplicar el desplazamiento requerido del 5% del centro de masa en ambas direcciones ortogonales al mismo tiempo.

**16.3.5 Amortiguación.** La disipación de energía histerética de los elementos estructurales se modelará directamente. El amortiguamiento inherente adicional no asociado con el comportamiento inelástico de los elementos debe modelarse de manera adecuada al tipo de estructura y no debe exceder el 2,5 % de amortiguamiento viscoso equivalente en los modos de respuesta significativos.

**16.3.6 Modelado de base explícito.** Cuando se incluyen elementos de muelles y/o amortiguadores de suelo en el modelo estructural, los movimientos de suelo de entrada horizontales se deben aplicar a los elementos de suelo horizontales en lugar de aplicarse directamente a la cimentación.

## 16.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Se debe demostrar que las estructuras cumplen con los criterios de aceptación global de la Sección 16.4.1 y los criterios de aceptación a nivel de elemento de la Sección 16.4.2.

El valor medio de la deriva de piso y la demanda de elementos,  $Qu$ , se usarán para evaluar la aceptabilidad.

**EXCEPCIÓN:** Cuando un movimiento del suelo produzca una respuesta inaceptable según lo permitido en la Sección 16.4.1.1, se utilizará el 120 % del valor medio, pero no menos que el valor medio obtenido del conjunto de análisis que producen una respuesta aceptable.

### 16.4.1 Criterios de aceptación global

**16.4.1.1 Respuesta inaceptable.** La respuesta inaceptable al movimiento del suelo consistirá en cualquiera de los siguientes:

1. La solución analítica no logra converger, 2. Las demandas pronosticadas sobre elementos controlados por deformación exceden el rango válido de modelado, 3. Las demandas pronosticadas sobre elementos críticos o ordinarios controlados por fuerza, como se define en la Sección 16.4.2, exceden la capacidad del elemento, o 4. Las demandas de deformación pronosticadas en elementos no modelados explícitamente superan los límites de deformación en los que los miembros ya no pueden soportar sus cargas de gravedad.

No se permitirá una respuesta inaceptable al movimiento del suelo.

**EXCEPCIÓN:** Para las estructuras de Categoría de riesgo I y II, donde no se utiliza la coincidencia espectral del movimiento del suelo, no se permitirá más de un movimiento para producir una respuesta inaceptable.

**16.4.1.2 Cambio de piso.** La relación media de deriva de piso no debe exceder dos veces los límites de la Tabla 12.12-1. La relación de deriva de piso debe calcularse como la diferencia más grande de las deflexiones de los puntos alineados verticalmente en la parte superior e inferior del piso bajo consideración a lo largo de cualquiera de los bordes de la estructura. Para estructuras de muros de corte de mampostería, los límites de la Tabla 12.12-1 aplicables a las estructuras de mampostería no deben aplicarse y estas estructuras deben cumplir con los límites para otras estructuras.

**16.4.2 Criterios de aceptación a nivel de elemento.** Todas las acciones de los elementos se evaluarán como controladas por fuerza o controladas por deformación.

Para cada acción del elemento, se calculará la cantidad  $Qu$ .  $Qu$  se tomará como el valor medio del parámetro de respuesta de interés obtenido del conjunto de análisis.

Los parámetros de respuesta controlados por fuerza deben evaluarse para determinar su aceptabilidad de acuerdo con la Sección 16.4.2.1. Se evaluará la aceptabilidad de los parámetros de respuesta de deformación controlada de acuerdo con la Sección 16.4.2.2. Cuando lo exija la Sección 16.4.2.1 o la Sección 16.4.2.2, las acciones de los elementos se clasificarán como Críticos, Ordinarios o No críticos.

**16.4.2.1 Acciones controladas por la fuerza.** Las acciones controladas por la fuerza deben satisfacer la ecuación. (16.4-1):

$$\bar{y}le\delta Qu - Qns\beta \geq Qns \geq \bar{y}Qe \quad (16.4-1)$$

donde  $le$  es el Factor de Importancia prescrito en la Sección 1.5.1;  $Qns$  es la demanda provocada por cargas distintas a las sísmicas;  $Qe$  es la resistencia esperada del componente; y  $\bar{y}$  es el factor de carga obtenido de la Tabla 16.4-1. Cuando un estándar de la industria al que se hace referencia en

Tabla 16.4-1 Factor de carga para comportamientos controlados por fuerza

tipo de acción	$\bar{y}$
Crítico	2,0
Ordinario	1,5
No crítico	1,0

Tabla 16.4-2 Factores de resistencia sísmica para acciones críticas y ordinarias controladas por deformación

tipo de acción	$\gamma S$
Crítico	0.3/es decir
Ordinario	0.5/es decir

El Capítulo 14 define la fuerza esperada, se debe usar ese valor.

Cuando esto no esté definido, se permitirá calcular la resistencia esperada como la resistencia nominal definida en los estándares de la industria, excepto que las propiedades esperadas del material definidas en ASCE 41 se usarán en lugar de los valores especificados.

#### EXCEPCIONES:

1. Las acciones controladas por fuerza no críticas que se modelan, incluida la consideración de los efectos de pérdida de fuerza, no necesitan satisfacer la ecuación. (16.4-1).
2. Para acciones distintas a cortante en muros estructurales y col.

En suma, la resistencia nominal del elemento no necesita exceder los efectos de la carga de gravedad más la demanda de fuerza determinada por el análisis del mecanismo plástico, donde el análisis se basa en las propiedades esperadas del material.

**16.4.2.2 Acciones controladas por deformación.** Las acciones de los elementos de deformación controlada no deberán exceder los criterios de aceptación permisibles para el Nivel de Desempeño Estructural de Prevención de Colapso, como se define en ASCE 41, dividido por el Factor de Importancia, es decir, prescrito en la Sección 1.5.1.

Alternativamente, para acciones controladas de deformación crítica y ordinaria, la deformación inelástica media,  $Qu$ , no debe exceder  $\gamma S Qne$ , donde  $\gamma S$  se obtiene de la Tabla 16.4-2 y  $Qne$  es el valor medio de la deformación inelástica en la que la pérdida de la capacidad de transporte de carga por gravedad se espera que ocurra, según los datos de las pruebas de laboratorio. Para acciones controladas por deformación no críticas, la deformación inelástica no debe exceder el rango válido de modelado.

**16.4.2.3 Elementos del Sistema de Resistencia a la Fuerza de Gravedad.** Se debe demostrar que los elementos que no forman parte del sistema de resistencia a la fuerza sísmica son capaces de soportar cargas de gravedad utilizando los desplazamientos medios del edificio del conjunto de análisis de historial de respuesta no lineal.

## 16.5 REVISIÓN DEL DISEÑO

La revisión independiente del diseño estructural se realizará de acuerdo con los requisitos de esta sección. Una vez finalizada la revisión, los revisores deberán proporcionar a la autoridad competente y al profesional de diseño registrado una carta que certifique que

1. Alcance de la revisión realizada, 2.
  - Si los revisores están de acuerdo con el análisis y su aplicabilidad al diseño,
  3. Conformidad del diseño con los requisitos aplicables de la norma, y 4.
- Cualquier elemento relacionado con el diseño o análisis que requieran resolución ulterior por parte de la Autoridad Competente.

**16.5.1 Calificaciones del Revisor.** El(las) revisor(es) estará(n) compuesto(s) por una o más personas aceptables para la Autoridad con jurisdicción y que posean conocimiento de los siguientes elementos:

1. Los requisitos de esta norma y las normas a las que se hace referencia en la misma, en lo que se refiere al diseño del tipo de estructura bajo consideración.
2. Selección y escalado de movimientos de tierra para uso en nonlin análisis del historial de respuesta del oído.
3. Modelado estructural analítico para su uso en el análisis del historial de respuesta no lineal, incluido el uso de pruebas de laboratorio en la creación y calibración de los modelos de análisis estructural, e incluido el conocimiento de la interacción suelo-estructura si se usa en el análisis o el tratamiento de los movimientos del suelo. .
4. Comportamiento de los sistemas estructurales, del tipo considerado, cuando se someten a cargas sísmicas.

Al menos un revisor deberá ser un profesional del diseño registrado.

**16.5.2 Alcance de la revisión.** El alcance de la revisión deberá incluir los elementos identificados en la Sección 16.1.4, así como la documentación del proyecto asociada que demuestre conformidad con los criterios de diseño.

## 16.6 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Consulte el Capítulo 23 para obtener la lista de estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo.

## CAPÍTULO 17

### REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS AISLADA SÍSMICAMENTE

#### 17.1 GENERALIDADES

Cada estructura aislada sísmicamente y cada parte de la misma debe diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos de esta sección y los requisitos aplicables de esta norma.

**17.1.1 Definiciones.** Las siguientes definiciones se aplican solo a las disposiciones sobre estructuras sísmicamente aisladas del Capítulo 17 y se suman a las definiciones presentadas en el Capítulo 11.

**NIVEL BASE:** El primer nivel de la estructura aislada arriba la interfaz de aislamiento.

**SISTEMA DE RESTRICCIÓN DE DESPLAZAMIENTO:** Conjunto de elementos estructurales que limitan el desplazamiento lateral de estructuras sísmicamente aisladas causado por el sismo máximo considerado.

**AMORTIGUACIÓN EFECTIVA:** El valor de la amortiguación viscosa equivalente correspondiente a la energía disipada durante la respuesta cíclica del sistema de aislamiento.

**RIGIDEZ EFECTIVA:** El valor de la fuerza lateral en el sistema de aislamiento, o un elemento del mismo, dividido por el desplazamiento lateral correspondiente.

**INTERFAZ DE AISLAMIENTO:** El límite entre la parte superior de la estructura, que está aislada, y la parte inferior de la estructura, que se mueve rígidamente con el suelo.

**SISTEMA DE AISLAMIENTO:** La colección de elementos estructurales que incluye todas las unidades aisladoras individuales, todos los elementos estructurales que transfieren fuerza entre los elementos del sistema de aislamiento y todas las conexiones a otros elementos estructurales. El sistema de aislamiento también incluye el sistema de restricción de viento, los dispositivos de disipación de energía y/o el sistema de restricción de desplazamiento si dichos sistemas y dispositivos se utilizan para cumplir con los requisitos de diseño de este capítulo.

**UNIDAD AISLADOR:** Un elemento estructural horizontalmente flexible y verticalmente rígido del sistema de aislamiento que permite grandes deformaciones laterales bajo carga sísmica de diseño. Se permite el uso de una unidad aisladora como parte del sistema de soporte de peso de la estructura o como complemento del mismo.

**DESPLAZAMIENTO MÁXIMO:** El desplazamiento lateral máximo, excluyendo el desplazamiento adicional causado por torsión real y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislamiento. El desplazamiento máximo se calculará por separado utilizando las propiedades de límite superior e inferior.

**SCRAGGING:** Carga o trabajo cíclico de productos de caucho, incluidos los aisladores elastoméricos, para reducir las propiedades de rigidez, una parte de la cual se recupera con el tiempo.

**DESPLAZAMIENTO MÁXIMO TOTAL:** El desplazamiento lateral máximo total, incluido el desplazamiento adicional causado por torsión real y accidental, requerido para la verificación de la estabilidad del sistema de aislamiento o elementos del mismo, diseño de separaciones de estructuras y pruebas de carga vertical de prototipos de unidades aisladoras. El desplazamiento máximo total se calculará por separado utilizando las propiedades de límite superior e inferior.

**SISTEMA DE RESTRICCIÓN DE VIENTO:** El conjunto de elementos

estructurales que proporciona restricción de la estructura sísmicamente aislada para cargas de viento. Se permite que el sistema de restricción de viento sea una parte integral de las unidades aisladoras o un dispositivo separado.

**17.1.2 Símbolos.** Los símbolos presentados en esta sección se aplican solo a las disposiciones de estructura sísmicamente aislada del Capítulo 17 y se suman a los símbolos presentados en el Capítulo 11.

$b$  = dimensión en planta más corta de la estructura [pies (mm)], medida perpendicular a d

$BM$  = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 17.5-1 para un amortiguamiento efectivo igual a  $\gamma M$

$Cvx$  = factor de distribución vertical

$d$  = dimensión en planta más larga de la estructura [pies (mm)], medida perpendicular a b DM =

desplazamiento máximo [pulg. (mm)], en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración, según lo prescrito por la ecuación. (17.5-1) = desplazamiento máximo [pulg. (mm)],

$D_0$  en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración, según lo prescrito por la ecuación. (17.6-1)

$DTM$  = desplazamiento máximo total [pulg. (mm)], de un elemento del sistema de aislamiento que incluye tanto el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez como el componente de desplazamiento torsional en la dirección en consideración, según lo prescrito por la ecuación. (17.5-3)  $e$  = excentricidad real [pies (mm)], medida en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental [pies (mm)] tomado como el 5% de la dimensión máxima del edificio perpendicular a la dirección de la fuerza bajo consideración  $Eloop$  = energía disipada [kip-in. (kN-mm)], en una unidad aisladora durante un ciclo completo de carga reversible en un rango de desplazamiento de prueba de  $\dot{y}_p$  a  $\dot{y}_-$ , medido por el área encerrada por el bucle de la fuerza-deflexión

curva

$F_p$  = fuerza positiva máxima [kips (kN)] en una unidad aisladora durante un solo ciclo de prueba de prototipo con una amplitud de desplazamiento de  $\dot{y}_p$   $F_n$  = fuerza negativa mínima [kips (kN)] en una unidad aisladora durante un solo ciclo de prototipo prueba a una amplitud de desplazamiento de  $\dot{y}_-$   $F_x$  = fuerza sísmica lateral [kips (kN)] en el nivel x según lo prescrito por la ecuación. (17.5-9)  $h_i$ ,  $h_l$ ,  $h_x$  = altura [ft (m)] sobre la interfaz de aislamiento del nivel i, l,

o x

$hsx$  = altura del piso por debajo del nivel x

$keff$  = rigidez efectiva [kip/in (kN/mm)] de una unidad aisladora, según lo prescrito por la ecuación. (17.8-1)

$kM$  = rigidez efectiva [ $\text{kip-in}$ : ( $\text{kN-mm}$ )] del sistema de aislamiento en la dirección horizontal bajo consideración  $L$  = efecto de la carga viva en el Capítulo 17  $N$  = número de unidades aisladoras  $PT$  = relación del período de traslación efectivo del sistema de aislamiento al período de torsión efectivo del sistema de aislamiento, según lo calculado por análisis dinámico o según lo prescrito por Eq. 17.5-4 pero no necesita ser tomado como menos de 1.0

$rI$  = radio de giro del sistema de aislamiento [pies (mm)],  $Rl$  = coeficiente numérico relacionado con el tipo de sistema de resistencia a la fuerza sísmica sobre el sistema de aislamiento = período fundamental de la estructura no considerando el efecto de aislamiento  $Tf$  base fija  $TM$  = período efectivo [s] de la estructura aislada sísmicamente en el desplazamiento  $DM$  en la dirección bajo consideración, según lo prescrito por la ecuación. (17.5-2)

$Vb$  = fuerza de diseño sísmica lateral total o cortante sobre elementos del sistema de aislamiento o elementos debajo del sistema de aislamiento [kips (kN)], según lo prescrito por la ecuación. (17.5-5)

$Vs$  = fuerza de diseño sísmica lateral total o cortante sobre elementos por encima del nivel de la base [kips (kN)], según lo prescrito por la ecuación. (17.5-6) y los límites de la Sección 17.5.4.3;  $Vst$  = fuerza de diseño sísmica lateral total no reducida o cortante sobre elementos por encima del nivel de la base [kips (kN)], según lo prescrito por la ecuación. (17.5-7)

$W$  = peso sísmico efectivo [kips (kN)], de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, como se define en la Sección 12.7.2

$Ws$  = peso sísmico efectivo [kips (kN)], de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, como se define en la Sección 12.7.2, excluyendo el peso sísmico efectivo [kips (kN)] del nivel base  $wi,wi,wx$  = porción de  $W$  que está ubicado en o asignado al nivel  $i$ ,  $I$  o  $x$  [kips (kN)]  $xi,yi$  = distancias horizontales [ft (mm)] desde el centro de masa hasta la  $i$ -ésima unidad aisladora en los dos ejes horizontales de el sistema de aislamiento  $y$  = distancia [pies (mm)], entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medido perpendicularmente a la dirección de la carga sísmica bajo consideración  $\gamma_{eff}$  = amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, según lo prescrito por ecuación (17.8-2)  $\gamma_M$  = Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento en el desplazamiento  $DM$ , según lo prescrito por la Ec. (17.2-4)  $\gamma_p$  = desplazamiento positivo máximo [en (mm)] de una unidad aisladora durante cada ciclo de prueba de prototipo  $\gamma_-$  = desplazamiento negativo mínimo [en (mm)] de una unidad aisladora durante cada ciclo de prueba de prototipo  $\gamma_{max}$  = factor de modificación de propiedad para el cálculo del valor máximo de la propiedad de interés del aislador, utilizado para tener en cuenta todas las fuentes de variabilidad de la propiedad del aislador, como se define en la Sección 17.2.8.4

$\gamma_{min}$  = factor de modificación de propiedad para el cálculo del valor mínimo de la propiedad de interés del aislador, utilizado para tener en cuenta todas las fuentes de variabilidad de la propiedad del aislador, como se define en la Sección 17.2.8.4  $\gamma_{dae}$ ,  $maxB$  = factor de modificación de la propiedad para la resistencia al fuego para el sistema de aislamiento, que considera los efectos del envejecimiento y las condiciones ambientales, tal como se define en la Sección 17.2.8.4  $\gamma_{dae}$ ,  $minB$  = factor de modificación de la propiedad para el cálculo del valor mínimo de la propiedad de interés del aislador,

utilizado para tener en cuenta los efectos del envejecimiento y las condiciones ambientales, como se define en la Sección

17.2.8.4  $\gamma_{test}$  = valor máximo de la propiedad de interés del aislador, utilizado para tener en cuenta la variación de fabricación permisible en las propiedades promedio de un grupo de aisladores del mismo tamaño, como se define en la Sección 17.2.8.4  $\gamma_{test}$ ,  $minB$  = factor de modificación de la propiedad para el cálculo del valor mínimo de la propiedad de fabricación permisible, utilizando propiedades promedio de un grupo de aisladores del mismo tamaño, como se define en la Sección 17.2.8.4  $\gamma_{test}$ ,  $maxB$  = factor de modificación de la propiedad para el cálculo del valor máximo de la propiedad de interés del aislador, utilizado para tener en cuenta el calentamiento, la tasa de carga y el efecto combinado de la temperatura en el cálculo,  $\gamma_{EM}$  = valor mínimo de la propiedad de interés del aislador, utilizado para contabilizar el calentamiento, la tasa de carga y raspado, como se define en la Sección 17.2.8.4  $\gamma_{EM}$  = energía total disipada [kips (kN)] es la suma de las fuerzas de desplazamiento  $Dm$  para todas las unidades aisladoras, del valor absoluto máximo de la fuerza [kips (kN)], a un desplazamiento positivo igual a  $DM$   $\gamma_F$  ó  $\gamma_{Dmax}$  = suma, para todas las unidades aisladoras, del valor absoluto máximo de la fuerza [kips (kN)], en un desplazamiento negativo igual a  $DM$

$\gamma_F$  ó  $\gamma_{Dmax}$

## 17.2 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

17.2.1 Factor de Importancia. A todas las partes de la estructura, incluida la estructura sobre el sistema de aislamiento, se les debe asignar una categoría de riesgo de acuerdo con la Tabla 1.5-1. El Factor de Importancia, es decir, se tomará como 1.0 para una estructura sísmicamente aislada, independientemente de su categoría de riesgo asignada.

17.2.2 Configuración. Cada estructura aislada se debe designar con una irregularidad estructural si la configuración estructural sobre el sistema de aislamiento tiene una irregularidad estructural horizontal Tipo 1b, como se define en la Tabla 12.3-1, o una irregularidad vertical Tipo 1a, 1b, 5a, 5b, como se define en Tabla 12.3-2.

17.2.3 Redundancia. Se debe asignar un factor de redundancia,  $\gamma$ , a la estructura sobre el sistema de aislamiento con base en los requisitos de la Sección 12.3.4. Se permite que el valor del factor de redundancia,  $\gamma$ , sea igual a 1.0 para estructuras aisladas que no tengan una irregularidad estructural, como se define en la Sección 17.2.2.

### 17.2.4 Sistema de aislamiento

17.2.4.1 Condiciones Ambientales. Además de los requisitos para las cargas verticales y laterales inducidas por el viento y los terremotos, el sistema de aislamiento deberá contemplar otras condiciones ambientales, incluidos los efectos del envejecimiento, la fluencia, la fatiga, la temperatura de funcionamiento y la exposición a la humedad o sustancias dañinas.

17.2.4.2 Fuerzas del viento. Las estructuras aisladas deberán resistir las cargas de viento de diseño en todos los niveles por encima de la interfaz de aislamiento.

En la interfaz de aislamiento, se debe proporcionar un sistema de restricción de viento para limitar el desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento a un valor igual al requerido entre los pisos de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento de acuerdo con la Sección 17.5.6.

17.2.4.3 Resistencia al fuego. La resistencia al fuego para el sistema de aislamiento debe proporcionar al menos el mismo grado de protección que

la resistencia al fuego requerida para las columnas, muros u otros elementos que soporten la gravedad en la misma región de la estructura.

**17.2.4.4 Fuerza de Restauración Lateral.** El sistema de aislamiento debe configurarse, tanto para las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior como de límite inferior, para producir una fuerza de restauración tal que la fuerza lateral en el desplazamiento máximo correspondiente sea al menos 0,025 W mayor que la fuerza lateral en el 50 % del máximo correspondiente desplazamiento.

**17.2.4.5 Restricción de desplazamiento.** El sistema de aislamiento no debe configurarse para incluir una restricción de desplazamiento que limite el desplazamiento lateral causado por movimientos de tierra de terremotos máximos considerados de riesgo (MCER) a menos del desplazamiento máximo total, DTM, a menos que la estructura aislada sísmicamente esté diseñada de acuerdo con todos los siguientes criterios:

1. La respuesta MCER se calcula de acuerdo con los requisitos de análisis dinámico de la Sección 17.6, considerando explícitamente las características no lineales del sistema de aislamiento y la estructura sobre el sistema de aislamiento.
2. La capacidad máxima del sistema de aislamiento y los elementos estructurales debajo del sistema de aislamiento deberán exceder las demandas de resistencia y desplazamiento de la respuesta MCER.
3. Se comprueba la estructura sobre el sistema de aislamiento para determinar la demanda de estabilidad y ductilidad de la respuesta MCER.
4. La restricción de desplazamiento no se hace efectiva a un desplazamiento inferior a 0,6 veces el desplazamiento máximo total.

**17.2.4.6 Estabilidad de carga vertical.** Cada elemento del sistema de aislamiento se debe diseñar para que sea estable bajo la carga vertical de diseño cuando esté sujeto a un desplazamiento horizontal igual al desplazamiento máximo total. La carga vertical de diseño se debe calcular usando la combinación de carga 2 de la Sección 17.2.7.1 para la carga vertical máxima y la combinación de carga 3 de la Sección 17.2.7.1 para la carga vertical mínima.

**17.2.4.7 Vuelco.** El factor de seguridad contra el vuelco estructural global en la interfaz de aislamiento no debe ser inferior a 1,0 para las combinaciones de carga requeridas. Se investigarán todas las condiciones de carga sísmica y de gravedad. Las fuerzas sísmicas para los cálculos de volcamiento se deben basar en los movimientos del terreno MCER y se debe usar W para la fuerza de restauración vertical.

No se permitirá el levantamiento local de elementos individuales a menos que las deflexiones resultantes no causen sobreesfuerzo o inestabilidad de las unidades aisladoras u otros elementos de la estructura.

**17.2.4.8 Inspección y Reemplazo.** Todos los siguientes elementos se abordarán como parte del programa de reemplazo e inspección a largo plazo:

1. Se debe proporcionar acceso para inspección y reemplazo de todos los componentes del sistema de aislamiento.
2. Un profesional de diseño registrado (RDP) deberá completar una serie final de observaciones de las áreas de separación de la estructura y los componentes que cruzan la interfaz de aislamiento antes de la emisión del certificado de ocupación para la estructura aislada sísmicamente. Dichas observaciones deberán verificar que las condiciones permitan el desplazamiento libre y sin obstáculos de la estructura hasta el desplazamiento máximo total y que los componentes que cruzan la interfaz de aislamiento se hayan construido para acomodar el desplazamiento máximo total.
3. Las estructuras sísmicamente aisladas deberán contar con un plan de vigilancia, inspección y mantenimiento del sistema de aislamiento.

establecido por el profesional de diseño registrado responsable del diseño del sistema de aislamiento.

**4. La remodelación, reparación o reacondicionamiento en la interfaz del sistema de aislamiento, incluidos los componentes que cruzan la interfaz de aislamiento, se realizarán bajo la dirección de un diseñador profesional registrado.**

**17.2.4.9 Control de calidad.** El profesional de diseño registrado responsable del diseño estructural debe establecer un programa de prueba de control de calidad para las unidades aisladoras, que incorpore los requisitos de prueba de producción de la Sección 17.8.5.

#### 17.2.5 Sistema Estructural

**17.2.5.1 Distribución Horizontal de la Fuerza.** Una horizontal diafragma u otros elementos estructurales deberán proporcionar continuidad por encima de la interfaz de aislamiento y deberán tener la resistencia y ductilidad adecuadas para transmitir fuerzas de una parte de la estructura a otra.

**17.2.5.2 Separaciones mínimas de edificios.** Las separaciones mínimas entre la estructura aislada y los muros de contención circundantes u otras obstrucciones fijas no deben ser menores que el desplazamiento máximo total.

**17.2.5.3 Estructuras no edificables.** Las estructuras que no son de edificación deben diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos del Capítulo 15 utilizando los desplazamientos y las fuerzas de diseño calculados de acuerdo con las Secciones 17.5 o 17.6.

**17.2.5.4 Marcos reforzados con acero.** Los pórticos de acero ordinario con arriostramientos concéntricos están permitidos como sistema resistente a fuerzas sísmicas en estructuras sísmicamente aisladas asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E y F y están permitidos a una altura de 160 pies (48,4 m) o menos, siempre que se cumplan todos los requisitos siguientes: se cumplen los requisitos de diseño:

1. El valor de RI como se define en la Sección 17.5.4 es 1.0.
2. El desplazamiento máximo total (DTM) como se define en la ecuación (17.5-3) se incrementará por un factor de 1.2.

**17.2.5.5 Conexiones del sistema de aislamiento.** Se permite que las conexiones resistentes a momento de los elementos de acero estructural del sistema de aislamiento sísmico por debajo del nivel de la base cumplan con los requisitos para marcos resistentes a momento de acero ordinario de AISC 341, E1.6a y E1.6b.

**17.2.6 Elementos de Estructuras y Componentes No Estructurales.** Las partes o porciones de una estructura aislada, los componentes no estructurales permanentes y los accesorios a ellos, y los accesorios para equipos permanentes sostenidos por una estructura deben diseñarse para resistir fuerzas y desplazamientos sísmicos según lo prescrito por esta sección y los requisitos aplicables del Capítulo 13.

**17.2.6.1 Componentes en o por encima de la interfaz de aislamiento.** Los elementos de estructuras sísmicamente aisladas y componentes no estructurales, o partes de los mismos que se encuentren en o por encima de la interfaz de aislamiento, deben diseñarse para resistir una fuerza sísmica lateral total igual a la respuesta dinámica máxima del elemento o componente en consideración determinada mediante un análisis de historial de respuesta.

**EXCEPCIÓN:** Los elementos de estructuras aisladas sísmicamente y los componentes o partes no estructurales diseñados para resistir fuerzas y desplazamientos sísmicos según lo prescrito en el Capítulo 12 o 13, según corresponda, no están obligados a cumplir con esta disposición.

17.2.6.2 Componentes que cruzan la interfaz de aislamiento. Los elementos de estructuras sismicamente aisladas y componentes no estructurales, o partes de los mismos que cruzan la interfaz de aislamiento, deben diseñarse para resistir el desplazamiento máximo total y para adaptarse a largo plazo a cualquier desplazamiento residual permanente.

17.2.6.3 Componentes debajo de la interfaz de aislamiento. Los elementos de estructuras aisladas sismicamente y los componentes no estructurales, o partes de los mismos que se encuentren por debajo de la interfaz de aislamiento, deben diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos de la Sección 12.1 y el Capítulo 13.

#### 17.2.7 Efectos de carga sísmica y combinaciones de carga. Todos

Los miembros de la estructura aislada, incluidos aquellos que no forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, se deben diseñar utilizando los efectos de carga sísmica de la Sección 12.4 y las combinaciones de carga adicionales de la Sección 17.2.7.1 para el diseño del sistema de aislamiento y para las pruebas del prototipo. unidades aisladoras.

17.2.7.1 Combinaciones de carga vertical de la unidad aisladora. La carga vertical promedio, mínima y máxima en cada tipo de unidad aisladora se calculará a partir de la aplicación de fuerzas sísmicas horizontales, QE, causadas por movimientos del suelo MCER y las siguientes combinaciones de carga vertical aplicables:

1. Carga vertical media: carga correspondiente a 1,0 carga muerta más 0,5 carga viva.
2. Carga vertical máxima: combinación de carga 6 de la Sección 2.3.6, donde E viene dada por la ecuación. (12.4-1) y SDS se reemplaza por SMS en la ecuación. (12.4-4a).
3. Carga vertical mínima: combinación de carga 7 de la Sección 2.3.6, donde E viene dada por la Ec. (12.4-2) y SDS se reemplaza por SMS en la ecuación. (12.4-4a).

#### 17.2.8 Propiedades del sistema de aislamiento

17.2.8.1 Tipos de componentes del sistema de aislamiento. Todos los componentes del sistema de aislamiento deben categorizarse y agruparse en términos de tipo y tamaño común de la unidad aisladora y tipo y tamaño común del dispositivo amortiguador suplementario, si tales dispositivos también son componentes del sistema de aislamiento.

17.2.8.2 Propiedades nominales de la unidad aisladora. Las propiedades nominales de diseño de la unidad aisladora se deben basar en las propiedades promedio durante los tres ciclos de prueba del prototipo, especificado en el Artículo 2 de la Sección 17.8.2.2. Se permite establecer la variación en las propiedades de la unidad aisladora con carga vertical con base en un solo ciclo de deformación representativo al promediar las propiedades determinadas usando las tres combinaciones de carga vertical especificadas en la Sección 17.2.7.1, en cada nivel de desplazamiento, donde se requiere que sea considerado por la Sección 17.8.2.2.

**EXCEPCIÓN:** Si los valores medidos de la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo de la unidad aisladora para la combinación de carga 1 de la Sección 17.2.7.1 difieren en menos del 15 % de los basados en el promedio de los valores medidos para las tres combinaciones de carga vertical de la Sección 17.2.7.1, entonces se permite calcular las propiedades nominales de diseño solo para la combinación de carga 1 de la Sección 17.2.7.1.

17.2.8.3 Propiedades delimitadoras de los componentes del sistema de aislamiento. Las propiedades límite de los componentes del sistema de aislamiento se desarrollarán para cada tipo de componente del sistema de aislamiento. Las propiedades delimitantes incluirán la variación en todas las siguientes propiedades de los componentes:

1. Medido por prueba de prototipo, Artículo 2 de la Sección 17.8.2.2, considerando la variación en las propiedades de la unidad aisladora prototipo

causada por la variación requerida en la carga de prueba vertical, la tasa de carga de prueba o los efectos de la velocidad, los efectos del calentamiento durante el movimiento cíclico, el historial de carga, el raspado (degradación temporal de las propiedades mecánicas con ciclos repetidos) y otras posibles fuentes de variación medidas por el prototipo pruebas,

2. Permitido por las tolerancias de especificación de fabricación utilizadas para determinar la aceptabilidad de las unidades aisladoras de producción, según lo requiere la Sección 17.8.5, y
3. Debido al envejecimiento y los efectos ambientales, incluidos el deslizamiento, la fatiga, la contaminación, la temperatura de funcionamiento y la duración de la exposición a esa temperatura, y el desgaste durante la vida útil de la estructura.

17.2.8.4 Factores de Modificación de la Propiedad. Los factores de modificación de propiedad máxima y mínima ( $\gamma$ ) se utilizarán para tener en cuenta la variación de los parámetros de diseño nominales de cada tipo de unidad aisladora para los efectos del calentamiento causado por el movimiento dinámico cíclico, la tasa de carga, el raspado y la recuperación, la variabilidad en las propiedades de los cojinetes de producción, temperatura, envejecimiento, exposición ambiental y contaminación. Cuando los datos de prueba de calificación específicos del fabricante de acuerdo con la Sección 17.8 han sido aprobados por el profesional de diseño registrado, se permite que estos datos se usen para desarrollar los factores de modificación de propiedades y los límites máximo y mínimo de las ecuaciones. (17.2-1) y (17.2-2) no necesitan aplicarse.

Cuando los datos de la prueba de calificación de acuerdo con la Sección 17.8 no hayan sido aprobados por el profesional de diseño registrado, los límites máximo y mínimo de las ecuaciones. Se aplicarán (17.2-1) y (17.2-2).

Los factores de modificación de la propiedad ( $\gamma$ ) deben desarrollarse para cada tipo de unidad aisladora y, cuando se aplican a los parámetros de diseño nominales, deben envolver la respuesta histórica para el rango de demandas desde 0,5 DM hasta el desplazamiento máximo, DM incluido. Se permite desarrollar factores de modificación de propiedades para condiciones ambientales a partir de datos que no necesitan satisfacer los requisitos de similitud de la Sección 17.8.2.7.

Para cada tipo de unidad de aislador, el factor de modificación de propiedad máxima,  $\gamma_{max}$ , y el factor de modificación de propiedad mínima,  $\gamma_{min}$ , se establecerán a partir de los factores de modificación de propiedad contribuyentes de acuerdo con las Ecs. (17.2-1) y (17.2-2), respectivamente:

$$\begin{aligned} \gamma_{max} = & \delta_1 \beta \delta 0.75 \times \delta \gamma_{dae}, \max \beta \gamma 1 \beta \beta \times \delta \gamma_{test}, \max \beta \\ & \times \delta \gamma_{spec}, \max \beta \gamma 1.8 \end{aligned} \quad (17.2-1)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{min} = & \delta_1 \gamma \delta 0.75 \times \delta_1 \gamma \gamma_{dae}, \min \beta \beta \beta \times \delta \gamma_{test}, \min \beta \\ & \times \delta \gamma_{spec}, \min \beta \gamma 0.60 \end{aligned} \quad (17.2-2)$$

donde

$\gamma_{dae}$ ,  $\max \beta$  = factor de modificación de propiedad para el cálculo del valor máximo de la propiedad de interés del aislador, utilizado para tener en cuenta los efectos del envejecimiento y las condiciones ambientales.

$\gamma_{dae}$ ,  $\min \beta$  = factor de modificación de propiedad para el cálculo del valor mínimo de la propiedad de interés del aislador, utilizado para tener en cuenta los efectos del envejecimiento y las condiciones ambientales.

$\gamma_{test}$ ,  $\max \beta$  = factor de modificación de propiedad para el cálculo del valor máximo de la propiedad de interés del aislador, que se utiliza para tener en cuenta el calentamiento, la tasa de carga y el raspado.

$\gamma_{\text{test}}$ ,  $\min P$  = factor de modificación de la propiedad para el cálculo del valor mínimo de la propiedad de interés del aislador, que se utiliza para tener en cuenta el calentamiento, la tasa de carga y el raspado.  $\gamma_{\text{spec}}$ ,  $\max P$  = factor de modificación de la propiedad para el cálculo del valor máximo de la propiedad de interés del aislador, calculado para tener en cuenta la fabricación permitida en las propiedades medias de un grupo de aisladores del mismo tamaño.  $\gamma_{\text{spec}}$ ,  $\min P$  = factor de modificación de la propiedad para el cálculo del valor mínimo de la propiedad de interés del aislador, utilizado para tener en cuenta la variación de las unidades de aislamiento dentro de las propiedades medias

**EXCEPCIÓN:** Si la prueba del aislador prototipo se lleva a cabo en una muestra a escala real que satisface los datos de la prueba dinámica de la Sección 17.8.2.3, entonces los valores de los factores de modificación de propiedades se deben basar en los datos de la prueba, y los límites superior e inferior de ecuaciones (17.2-1) y (17.2-2) no necesitan aplicarse.

17.2.8.5 Comportamiento de fuerza-deflexión de límite superior e inferior de los componentes del sistema de aislamiento. Se debe desarrollar un modelo matemático del comportamiento límite superior de fuerza-deflexión (bucle) de cada tipo de componente del sistema de aislamiento.

El comportamiento de fuerza-deflexión del límite superior de los componentes del sistema de aislamiento que son esencialmente dispositivos histéricos (p. ej., unidades aisladoras) se debe modelar usando los valores máximos de las propiedades del aislador calculados usando los factores de modificación de propiedades de la Sección 17.2.8.4. El comportamiento límite superior de fuerza-deflexión de los componentes del sistema de aislamiento que son esencialmente dispositivos viscosos (por ejemplo, amortiguadores viscosos suplementarios) se debe modelar de acuerdo con los requisitos del Capítulo 18 para tales dispositivos.

Se debe desarrollar un modelo matemático del comportamiento límite inferior de fuerza-deflexión (bucle) de cada tipo de componente del sistema de aislamiento. El comportamiento de fuerza-deflexión del límite inferior de los componentes del sistema de aislamiento que son esencialmente dispositivos histéricos (por ejemplo, unidades aisladoras) se debe modelar usando los valores mínimos de las propiedades del aislador calculados usando los factores de modificación de propiedades de la Sección 17.2.8.4. El comportamiento de fuerza-deflexión de límite inferior de los componentes del sistema de aislamiento que son esencialmente dispositivos viscosos (por ejemplo, amortiguadores viscosos suplementarios) se debe modelar de acuerdo con los requisitos del Capítulo 18 para tales dispositivos.

17.2.8.6 Propiedades del sistema de aislamiento en desplazamientos máximos. La rigidez efectiva,  $KM$ , del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo,  $DM$ , debe calcularse utilizando el comportamiento de fuerza-deflexión tanto del límite superior como del límite inferior de las unidades aisladoras individuales, de acuerdo con la Ec. (17.2-3):

$$= \frac{PjFp Mj + PjFy Mj KM}{2DM} \quad (17.2-3)$$

El amortiguamiento efectivo,  $\gamma M$ , del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo,  $DM$ , en pulgadas (mm) debe calcularse utilizando el comportamiento de fuerza-deflexión tanto del límite superior como del límite inferior de las unidades aisladoras individuales, de acuerdo con la Ec. (17.2-4):

$$\gamma M = \frac{PEM}{2\gamma kMD^2} \quad (17.2-4)$$

donde

PEM = energía total disipada [kips-in. (kN-mm)] en el sistema de aislamiento durante un ciclo completo de respuesta en el desplazamiento DM. = suma, para todas las unidades aisladoras, del valor absoluto de la fuerza  $F_p$  fuerza M [kips (kN)] en un desplazamiento positivo igual a DM.

$P F_y$  es la fuerza lateral máxima absoluta de la fuerza

17.2.8.7 Propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior con desplazamiento máximo. El análisis del sistema y la estructura de aislamiento se realizará por separado para las propiedades de límite superior e inferior, y se utilizará para el diseño el caso rector para cada parámetro de respuesta de interés. Además, el análisis deberá cumplir con todo lo siguiente:

1. Para el procedimiento de fuerza lateral equivalente, y con el fin de establecer fuerzas y desplazamientos mínimos para el análisis dinámico, las siguientes variables se calcularán independientemente para las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior:  $KM$  y  $\gamma M$  según la Sección 17.2.8.6 (Ecs. (17.2-3) y (17.2-4)),  $DM$  según la Sección 17.5.3.1 (Ec. (17.5-1)),  $TM$  según la Sección 17.5.3.2 (Ec. (17.5-2)),  $DTM$  según la Sección 17.5.3.3 (Ec. (17.5-3)),  $Vb$  según la Sección 17.5.4.1 (Ec. (17.5-5)), y  $Vs$  y  $Vst$  según la Sección 17.5.4.2 (Ecs. (17.5-6) y (17.5-7)).
2. Las limitaciones de  $Vs$  establecidas en la Sección 17.5.4.3 deben evaluarse de forma independiente para las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior, y prevalecerá el requisito más adverso.
3. Para el procedimiento de fuerza lateral equivalente y con el propósito de establecer fuerzas cortantes mínimas de piso para el análisis del espectro de respuesta, la distribución de fuerza vertical de la Sección 17.5.5 se debe determinar por separado para las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior. Esta determinación requerirá un cálculo independiente de  $F1$ ,  $Fx$ ,  $Cvx$  y  $k$ , según las ecuaciones. (17.5-8) a (17.5-11), respectivamente.

### 17.3 CRITERIOS DE MOVIMIENTO SÍSMICO DEL TERRENO

17.3.1 Peligro sísmico específico del sitio. Se permite el uso de los requisitos de espectro de respuesta MCER de las Secciones 11.4.5 y 11.4.6 para determinar el espectro de respuesta MCER para el sitio de interés. Los procedimientos de movimiento del suelo específicos del sitio establecidos en el Capítulo 21 también pueden usarse para determinar los movimientos del suelo para cualquier estructura aislada.

Para estructuras aisladas en sitios Clase F del sitio, el análisis de respuesta del sitio se debe realizar de acuerdo con la Sección 21.1.

17.3.2 Espectros de respuesta MCER y parámetros de aceleración de respuesta espectral, SMS , SM1 . El espectro de respuesta MCER será el espectro de respuesta MCER de las Secciones 11.4.6 o 11.4.7. Los parámetros SMS y SM1 de aceleración espectral de la respuesta MCER se determinarán de conformidad con los puntos 11.4.4 u 11.4.8.

17.3.3 Registros de movimiento de tierra de MCER . Cuando se utilicen procedimientos de análisis del historial de respuesta, los movimientos del terreno MCER deberán consistir en no menos de siete pares de componentes de aceleración horizontal seleccionados y escalados a partir de eventos individuales registrados que tengan magnitudes, distancias de falla y mecanismos fuente que sean consistentes con los que controlan

el MCER. Se permite la coincidencia de amplitud o espectral para escalar los movimientos del suelo. Cuando el número requerido de registros

los pares de movimiento del suelo no están disponibles, se permite que los pares de movimiento del suelo simulados compongan el número total requerido.

Para cada par de componentes de movimiento horizontal del suelo, se debe construir una raíz cuadrada del espectro de la suma de los cuadrados (SRSS) tomando el SRSS de los espectros de respuesta amortiguados al 5% para los componentes escalados (cuando se usa el escalado de amplitud, una escala idéntica), el factor de escala se aplica a ambos componentes de un par). Cada par de movimientos se escalará de tal manera que en el rango de período de 0,75 TM, determinado usando las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior, a 1,25 TM, determinado usando las propiedades del sistema de aislamiento de límite inferior, el promedio de los espectros SRSS de todos los pares de componentes horizontales no caen por debajo de la ordenada correspondiente del espectro de respuesta utilizado en el diseño (MCER), determinada de acuerdo con la Sección 11.4.6 o 11.4.7.

Para los registros que coinciden espectralmente, cada par de movimientos se escalará de manera que en el rango de período de 0,2 TM, determinado mediante propiedades de límite superior, a 1,25 TM, determinado mediante propiedades de límite inferior, el espectro de respuesta de un componente del par es al menos el 90% de la ordenada correspondiente del espectro de respuesta utilizado en el diseño determinado de acuerdo con la Sección 11.4.6 o 11.4.7.

Para sitios dentro de las 3 millas (5 km) de la falla activa que controla el peligro, la coincidencia espectral no se debe usar a menos que las características de pulso de los movimientos terrestres de campo cercano estén incluidas en los espectros de respuesta específicos del sitio, y las características de pulso, cuando presentes en los movimientos de tierra individuales, se retienen después de que se ha completado el proceso de emparejamiento.

En los sitios dentro de las 3 millas (5 km) de la falla activa que controla el peligro, cada par de componentes se debe rotar a las direcciones normal a la falla y paralela a la falla de la falla causante y se debe escalar para que el espectro promedio de la falla -los componentes normales no son menores que el espectro MCER y el espectro promedio de los componentes paralelos a la falla no es menor que el 50% del espectro de respuesta MCER para el rango de período de 0.2TM, determinado usando propiedades de límite superior, a 1.25TM, determinado usando propiedades del límite inferior.

#### 17.4 SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

Las estructuras sismicamente aisladas, excepto las definidas en la Sección 17.4.1, deben diseñarse utilizando los procedimientos dinámicos de la Sección 17.6. Cuando se usen amortiguadores viscosos suplementarios, se deben usar los procedimientos de análisis del historial de respuesta de la Sección 17.4.2.2.

**17.4.1 Procedimiento de fuerza lateral equivalente.** Se permite el uso del procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 17.5 para el diseño de una estructura sismicamente aislada siempre que se cumplan todos los elementos siguientes. Estos requisitos se evaluarán por separado para las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior, y regirán el requisito más restrictivo.

1. La estructura está ubicada en un sitio Clase A, B, C o D.
2. El período efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento máximo, DM, es menor o igual a 5,0 s.
3. La estructura sobre la interfaz de aislamiento es menor o igual a cuatro pisos o 65 pies (19,8 m) de altura estructural medida desde el nivel de la base.

- EXCEPCIÓN:** Se permite exceder estos límites si no hay tensión o levantamiento en los aisladores.
4. El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo, DM, es menor o igual al 30%.
  5. El período efectivo de la estructura aislada TM es mayor que tres veces el período elástico de base fija de la

estructura sobre el sistema de aislamiento, determinada mediante un análisis modal racional.

6. La estructura sobre el sistema de aislamiento no tiene una irregularidad estructural, como se define en la Sección 17.2.2.
7. El sistema de aislamiento cumple con todos los siguientes criterios: a. La rigidez efectiva del sistema de aislamiento al desplazamiento máximo es mayor que un tercio de la rigidez efectiva al 20% del desplazamiento máximo. B. El sistema de aislamiento es capaz de producir una fuerza de restauración, como se especifica en la Sección 17.2.4.4. C. El sistema de aislamiento no limita el desplazamiento sísmico máximo a menos del desplazamiento máximo total, DTM.

**17.4.2 Procedimientos Dinámicos.** Se permite el uso de los procedimientos dinámicos de la Sección 17.6 como se especifica en esta sección.

**17.4.2.1 Procedimiento de análisis del espectro de respuesta.** El procedimiento de análisis de espectro de respuesta no debe usarse para el diseño de una estructura sismicamente aislada a menos que la estructura, el sitio y el sistema de aislamiento cumplan con los criterios de la Sección 17.4.1, Puntos 1, 2, 3, 4 y 6.

**17.4.2.2 Procedimiento de análisis del historial de respuestas.** Se permite usar el procedimiento de análisis del historial de respuesta para el diseño de cualquier estructura sismicamente aislada y se debe usar para el diseño de todas las estructuras sismicamente aisladas que no cumplen con los criterios de la Sección 17.4.2.1.

#### 17.5 PROCEDIMIENTO DE FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

**17.5.1 Generalidades.** Cuando se utilice el procedimiento de fuerza lateral equivalente para diseñar estructuras sismicamente aisladas, se aplicarán los requisitos de esta sección.

**17.5.2 Características de deformación del sistema de aislamiento.** Los desplazamientos laterales mínimos de diseño sísmico y las fuerzas en estructuras sismicamente aisladas se deben basar en las características de deformación del sistema de aislamiento. Las características de deformación del sistema de aislamiento incluyen los efectos del sistema de restricción de viento si dicho sistema se usa para cumplir con los requisitos de diseño de esta norma. Las características de deformación del sistema de aislamiento se deben basar en pruebas de prototipo debidamente fundamentadas realizadas de acuerdo con la Sección 17.8 y deben incorporar factores de modificación de propiedades de acuerdo con la Sección 17.2.8.4.

El análisis del sistema y la estructura de aislamiento se realizará por separado para las propiedades de límite superior e inferior, y se utilizará para el diseño el caso rector para cada parámetro de respuesta de interés.

#### 17.5.3 Desplazamientos laterales mínimos requeridos para el diseño

**17.5.3.1 Desplazamiento Máximo.** El sistema de aislamiento debe diseñarse y construirse para resistir, como mínimo, el desplazamiento máximo, DM, determinado mediante las propiedades de límite superior e inferior, en la dirección más crítica de la respuesta horizontal, calculado mediante la Ec. (17.5-1):

$$DM = \frac{gSM1TM}{4\ddot{\gamma}BM} \quad (17.5-1)$$

donde

$g$  = aceleración causada por la gravedad [in:=s2 (mm=s2)] si las unidades del desplazamiento DM están en in. (mm);

Tabla 17.5-1 Factor de amortiguamiento, BM

Amortiguamiento efectivo, yM (porcentaje de crítico) <sup>a,b</sup>	Factor BM
2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
50	2.0

<sup>a</sup> El factor de amortiguamiento se debe basar en el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento determinado de acuerdo con los requisitos de la Sección 17.2.8.6.

<sup>b</sup> El factor de amortiguamiento se basará en la interpolación lineal para valores de amortiguamiento efectivo distintos a los indicados.

SM1 = MCER 5% parámetro de aceleración espectral amortiguada en un período de 1 s en unidades de g-seg, como se determina en la Sección 11.4.4 o 11.4.8;

TM = período efectivo de la estructura sísmicamente aislada [s] en el desplazamiento DM en la dirección considerada, según lo prescrito por la Ec. (17.5-2); y BM = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 17.5-1 para el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento yM en el desplazamiento DM.

17.5.3.2 Vigencia del Desplazamiento Máximo: El período efectivo de la estructura aislada, TM, en el desplazamiento máximo, DM, se determinará utilizando las características de deformación de límite superior e inferior del sistema de aislamiento y la ecuación. (17.5-2):

$$TM = \frac{2\ddot{y}}{\frac{W}{kM \cdot s}} \quad (17.5-2)$$

donde

W = peso sísmico efectivo de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento como se define en la Sección 12.7.2; kM = rigidez efectiva [kip=in: (kN=mm)] del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo, DM, según lo prescrito por la ecuación. (17.2-3); y g = aceleración causada por la gravedad [in:=s2 (mm=s2)] si las unidades

de kM están en kip=in: (kN=mm).

17.5.3.3 Desplazamiento Máximo Total. El desplazamiento máximo total, DTM, de los elementos del sistema de aislamiento deberá incluir el desplazamiento adicional causado por la torsión real y accidental calculada a partir de la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la ubicación más desventajosa de la masa excéntrica. El desplazamiento máximo total, DTM, de los elementos de un sistema de aislamiento no debe tomarse como menor que el prescrito por la ecuación. (17.5-3):

$$DTM = DM 1 + \frac{y}{P_7} \frac{12e}{b_2 + d_2} \quad (17.5-3)$$

donde

DM = desplazamiento en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración según lo prescrito por la ecuación. (17.5-1);

y = la distancia [pulg. (mm)] entre los centros de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medidos perpendicularmente a la dirección de la carga sísmica bajo consideración; e = la excentricidad real medida en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental [pies (mm)], tomada como el 5 % de la dimensión en planta más larga de la estructura perpendicular a la dirección de la fuerza bajo consideración; b = la dimensión en planta más corta de la estructura [pies (mm)]

medida perpendicular a d;

d = la dimensión en planta más larga de la estructura [pies (mm)]; y PT = relación entre el período de traslación efectivo del sistema de aislamiento y el período de torsión efectivo del sistema de aislamiento, calculado mediante análisis dinámico o prescrito por la ecuación. (17.5-4) pero no necesita tomarse como menor que 1.0.

$$PT = \frac{1}{rl} \frac{XN \delta x^2 p y_2 \#}{N vuuut} \quad (17.5-4)$$

donde

xi,yi = distancias horizontales [ft (mm)] desde el centro de masa a la i-ésima unidad aisladora en los dos ejes horizontales del sistema de aislamiento;

N = número de unidades aisladoras; rl = radio de giro del sistema de aislamiento [pies (mm)], que es igual a  $(\delta b_2 p d_2 b = 12 b_1^2 = 2)$  para sistemas de aislamiento de dimensión en planta rectangular, b x d.

El desplazamiento máximo total, DTM, no se tomará como inferior a 1,15 veces DM.

#### 17.5.4 Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño

17.5.4.1 Sistema de Aislamiento y Elementos Estructurales por debajo del Nivel Base. El sistema de aislamiento, la cimentación y todos los elementos estructurales por debajo del nivel de la base deben diseñarse y construirse para soportar una fuerza sísmica lateral mínima, Vb, usando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada según lo prescrito por el valor de la ecuación. (17.5-5), determinado utilizando las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior:

$$Vb = kMDM \quad (17.5-5)$$

donde

KM = rigidez efectiva [kip=in: (kN=mm)] del sistema de aislamiento en el desplazamiento DM, según lo prescrito por la ecuación. (17.2-3) y

DM = desplazamiento máximo [pulg. (mm)] en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración, según lo prescrito por la ecuación. (17.5-1).

Vb no debe tomarse como menor que la fuerza máxima en el sistema de aislamiento en cualquier desplazamiento hasta e incluyendo el desplazamiento máximo DM, como se define en la Sección 17.5.3.

Las cargas de vuelco sobre los elementos del sistema de aislamiento, la cimentación y los elementos estructurales por debajo del nivel de la base causadas por la fuerza sísmica lateral Vb se deben basar en la distribución vertical de la fuerza de la Sección 17.5.5, excepto que la fuerza no reducida

la fuerza de diseño sísmico lateral  $V_{st}$  se utilizará en lugar de  $V_s$  en la ecuación. (17.5-9).

#### 17.5.4.2 Elementos Estructurales sobre el Nivel Base. los

La estructura por encima del nivel de la base se debe diseñar y construir usando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada para una fuerza cortante mínima,  $V_s$ , determinada usando las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior, según lo prescrito por la ecuación. (17.5-6):

$$V_s = V_{st} \quad (17.5-6)$$

donde

$R_I$  = coeficiente numérico relacionado con el tipo de sistema resistente a la fuerza sísmica sobre el sistema de aislamiento; y

$V_{st}$  = fuerza de diseño sísmica lateral total no reducida o cortante sobre elementos por encima del nivel de la base, según lo prescrito por la ecuación. (17.5-7).

El factor  $R_I$  se basará en el tipo de sistema de resistencia a la fuerza sísmica utilizado para la estructura por encima del nivel de la base en la dirección de interés y será tres octavos del valor de  $R$  dado en la Tabla 12.2-1, con un valor máximo no superior a 2,0 y un valor mínimo no inferior a 1,0.

**EXCEPCIÓN:** Se permite que el valor de  $R_I$  se tome como mayor que 2,0, siempre que la resistencia de la estructura por encima del nivel de la base en la dirección de interés, según lo determine el análisis estático no lineal en un desplazamiento del techo correspondiente a un piso máximo que se desplace el menor de la deriva MCER o 0,015hsx, no es inferior a 1,1 veces  $V_b$ .

La fuerza sísmica lateral total no reducida o cortante sobre los elementos por encima del nivel base se determinará utilizando las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior, según lo prescrito por la ecuación. (17.5-7):

$$V_{st} = V_b \frac{W_s}{W}^{0.1y2.5yM} \quad (17.5-7)$$

donde

$W$  = peso sísmico efectivo [kips (kN)] de la estructura sobre la interfaz de aislamiento como se define en la Sección 12.7.2; y  $W_s$  = peso sísmico efectivo [kips (kN)] de la estructura sobre la interfaz de aislamiento como se define en la Sección 12.7.2, excluyendo el peso sísmico efectivo [kips (kN)] del nivel base.

El peso sísmico efectivo  $W_s$  en la ecuación. (17.5-7) se debe tomar como igual a  $W$  cuando la distancia promedio desde la parte superior del aislador hasta la parte inferior del marco del piso del nivel de la base sobre los aisladores excede los 0,9 m (3 pies).

**EXCEPCIÓN:** Para los sistemas de aislamiento cuyo comportamiento histerético se caracteriza por una transición abrupta de un comportamiento previo a un rendimiento posterior o de un comportamiento previo a un deslizamiento posterior a un deslizamiento posterior, el término del exponente ( $1-2.5yM$ ) en la ecuación. (17.5-7) se reemplazará por ( $1-3.5yM$ ).

**17.5.4.3 Límites de  $V_s$ .** El valor de  $V_s$  no se tomará como menor que cada uno de los siguientes:

1. La fuerza sísmica lateral requerida por la Sección 12.8 para una estructura de base fija del mismo peso sísmico efectivo,  $W_s$ , y un período igual al período del sistema de aislamiento utilizando las propiedades de límite superior  $T_M$ ;

2. La cortante base correspondiente al viento de diseño mayorado carga; y

3. La fuerza sísmica lateral,  $V_{st}$ , calculada usando la Ec. (17.5-7), y con  $V_b$  igual a la fuerza requerida para activar completamente el sistema de aislamiento usando la mayor de las propiedades del límite superior, o a. 1,5 veces las propiedades nominales para el nivel de rendimiento de un sistema de ablandamiento,

B. la capacidad máxima de una restricción de viento de sacrificio sistema,

C. la fuerza de fricción de arranque de un sistema deslizante, o d. la fuerza con desplazamiento cero de un sistema deslizante que sigue un ciclo dinámico completo de movimiento en DM.

#### 17.5.5 Distribución Vertical de la Fuerza. La sísmica lateral

La fuerza  $V_s$  se distribuirá sobre la altura de la estructura por encima del nivel de la base, usando las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior, usando las siguientes ecuaciones:

$$F_1 = \frac{\delta V_b}{\delta V_{st}} \quad (17.5-8)$$

y

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (17.5-9)$$

y

$$C_{vx} = \frac{w_{ihk} x}{x_n w_{ihk}} \quad (17.5-10)$$

y

$$k = 14yMT_f b \quad (17.5-11)$$

donde

$F_1$  = fuerza sísmica lateral [kips (kN)] inducida en el nivel 1, el nivel base;  $F_x$  = fuerza sísmica lateral [kips (kN)] inducida en el nivel  $x$ ,  $x > 1$ ;  $C_{vx}$  = factor de distribución vertical;  $V_s$  = fuerza de diseño sísmica lateral total o cortante sobre elementos por encima del nivel de la base según lo prescrito por la ecuación. (17.5-6) y los límites de la Sección 17.5.4.3;

$w_{ihk}$  = porción de  $W_s$  que se ubica o se asigna al nivel  $i$  o  $x$ ;  $h_{ihk}$  = altura sobre la interfaz de aislamiento del nivel  $i$  o  $x$ ; y  $T_f b$  = el período fundamental, en s, de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento de acuerdo con el diseño fijo, usando un análisis modal racional asumiendo

**EXCEPCIÓN:** En lugar de las Ecs. (17.5-6) y (17.5-9), se permite calcular la fuerza sísmica lateral  $F_x$  como el valor promedio de la fuerza en el nivel  $x$  en la dirección de interés utilizando los resultados de un modelo de barras simplificado del edificio y un Representación agrupada del sistema de aislamiento mediante el análisis del historial de respuestas escalado a  $V_b=RI$  en el nivel base.

**17.5.6 Límites de deriva.** La deriva de piso máxima de la estructura sobre el sistema de aislamiento no debe exceder 0.015hsx. La deriva se calculará mediante la ecuación. (12.8-15) con  $C_d$  para la estructura aislada igual a  $RI$  como se define en la Sección 17.5.4.2.

## 17.6 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS DINÁMICO

17.6.1 Generalidades. Cuando se utilice el análisis dinámico para diseñar estructuras sismicamente aisladas, se aplicarán los requisitos de esta sección.

17.6.2 Modelado. Los modelos matemáticos de la estructura aislada, incluido el sistema de aislamiento, el sistema resistente a fuerzas sísmicas y otros elementos estructurales, deben cumplir con la Sección 12.7.3 y con los requisitos de las Secciones 17.6.2.1 y 17.6.2.2.

17.6.2.1 Sistema de Aislamiento. El sistema de aislamiento debe modelarse usando características de deformación desarrolladas de acuerdo con la Sección 17.2.8. Los desplazamientos laterales y las fuerzas se deben calcular por separado para las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior como se define en la Sección 17.2.8.5.

El sistema de aislamiento debe modelarse con suficiente detalle para capturar todo lo siguiente:

1. Distribución espacial de las unidades aisladoras.
2. Traslación, en ambas direcciones horizontales, y torsión de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento considerando la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica.
3. Fuerzas de vuelco y elevación en unidades aisladoras individuales.
4. Efectos de carga vertical, carga bilateral y/o la tasa de carga si las propiedades de fuerza-deflexión del sistema de aislamiento dependen de uno o más de estos atributos.

El desplazamiento máximo total, DTM, a través del sistema de aislamiento debe calcularse utilizando un modelo de la estructura aislada que incorpore las características de fuerza-deflexión de los elementos no lineales del sistema de aislamiento y el sistema de resistencia a la fuerza sísmica.

17.6.2.2 Estructura aislada. Se permite calcular el desplazamiento máximo de cada piso y las fuerzas y desplazamientos de diseño en los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas utilizando un modelo elástico lineal de la estructura aislada, siempre que todos los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas de la estructura por encima del sistema de aislamiento sigue siendo esencialmente elástico.

Los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas con elementos esencialmente elásticos incluyen, pero no se limitan a, sistemas estructurales regulares diseñados para una fuerza lateral no menor al 100% de Vs determinada de acuerdo con las Secciones 17.5.4.2 y 17.5.4.3.

El análisis del sistema y la estructura de aislamiento se realizará por separado para las propiedades de límite superior e inferior, y se utilizará para el diseño el caso rector para cada parámetro de respuesta de interés.

### 17.6.3 Descripción de Procedimientos 17.6.3.1

General. El análisis del espectro de respuesta se debe realizar de acuerdo con la Sección 12.9 y los requisitos de la Sección 17.6.3.3. El análisis del historial de respuestas se debe realizar de acuerdo con los requisitos de la Sección 17.6.3.4.

17.6.3.2 Movimientos de tierra MCER . Los movimientos de tierra MCER de la Sección 17.3 se deben usar para calcular las fuerzas laterales y los desplazamientos en la estructura aislada, el desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento y las fuerzas en las unidades aisladoras, las conexiones de las unidades aisladoras y la estructura de soporte inmediatamente arriba y abajo. los aisladores utilizados para resistir las demandas P-delta del aislador.

17.6.3.3 Procedimiento de análisis del espectro de respuesta. El análisis del espectro de respuesta se realizará utilizando un valor de amortiguamiento modal para el modo fundamental en la dirección de interés.

no mayor que el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento o el 30% del crítico, lo que sea menor. Los valores de amortiguamiento modal para modos más altos se seleccionarán de acuerdo con aquellos que serían apropiados para el análisis del espectro de respuesta de la estructura sobre el sistema de aislamiento asumiendo una base fija.

El análisis del espectro de respuesta utilizado para determinar el desplazamiento máximo total deberá incluir la excitación simultánea del modelo por el 100 % del movimiento del suelo en la dirección crítica y el 30 % del movimiento del suelo en la dirección perpendicular horizontal. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calculará como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

17.6.3.4 Procedimiento de análisis del historial de respuestas. El análisis del historial de respuestas se debe realizar para un conjunto de pares de movimientos del suelo seleccionados y escalados de acuerdo con la Sección 17.3.3. Cada par de componentes del movimiento del suelo se aplicarán simultáneamente al modelo, considerando la ubicación más desventajosa de la masa excéntrica. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calculará a partir de la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales en cada paso de tiempo.

Los parámetros de interés se calcularán para cada movimiento del terreno utilizado para el análisis del historial de respuesta, y el valor promedio del parámetro de respuesta de interés se utilizará para el diseño.

Para los sitios identificados como cercanos a la falla, cada par de componentes de movimiento horizontal del suelo debe rotarse en las direcciones normal a la falla y paralela a la falla de las fallas causantes y aplicarse al edificio en dicha orientación.

Para todos los demás sitios, pares individuales de movimiento horizontal del suelo los componentes no necesitan ser aplicados en múltiples orientaciones.

17.6.3.4.1 Excentricidad de masa accidental. La respuesta torsional resultante de la falta de simetría en la masa y la rigidez se tendrá en cuenta en el análisis. Además, la excentricidad accidental consiste en el desplazamiento del centro de masa de la ubicación calculada en una cantidad igual al 5% de la dimensión del diafragma, por separado en cada una de las dos direcciones ortogonales en el nivel bajo consideración.

Se permite que los efectos de la excentricidad accidental se tengan en cuenta mediante la amplificación de fuerzas, derivas y deformaciones determinadas a partir de un análisis utilizando solo el centro de masa calculado, siempre que los factores utilizados para amplificar las fuerzas, derivas y deformaciones del centro de masas estén permitidos. Se muestra que el análisis de masa produce resultados que limitan todos los casos.

### 17.6.4 Desplazamientos laterales mínimos y fuerzas

17.6.4.1 Sistema de Aislamiento y Elementos Estructurales por debajo del Nivel Base. El sistema de aislamiento, la cimentación y todos los elementos estructurales por debajo del nivel de la base deben diseñarse utilizando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico sin reducción, pero la fuerza lateral de diseño no debe tomarse como inferior a 90% de Vb determinado por la ecuación. (17.5-5).

El desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento no debe tomarse como inferior al 80% del DTM según lo prescrito en la Sección 17.5.3.3, excepto que D0 donde \_\_\_\_\_ se permite su uso en lugar de DM

$$D_0 = \frac{DM}{1 + \delta T/T_{MP2}} \quad (17.6-1)$$

y

$DM$  = desplazamiento máximo [pulg. (mm)] en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección bajo consideración, según lo prescrito por la ecuación. (17.5-1);

$T$  = período elástico de base fija, en s, de la estructura sobre el sistema de aislamiento según lo determinado por la Sección 12.8.2, incluido el coeficiente  $Cu$ , si se utilizan las fórmulas del período aproximado para calcular el período fundamental; y  $TM$  = período efectivo, en s, de la estructura sismicamente aislada, en el desplazamiento  $DM$  en la dirección bajo consideración, según lo prescrito por la Ec. (17.5-2).

**17.6.4.2 Elementos Estructurales sobre el Nivel Base.** Sujeto a los límites específicos del procedimiento de esta sección, los elementos estructurales por encima del nivel base se deben diseñar usando los requisitos aplicables para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico reducidas por un factor de RI determinado de acuerdo con la Sección 17.5.4.2.

Para el análisis del espectro de respuesta, el corte de diseño en cualquier piso no debe ser menor que el corte del piso resultante de la aplicación de las fuerzas calculadas utilizando la ecuación. (17.5-9) y un valor de  $Vb$  igual al cortante base obtenido del análisis del espectro de respuesta en la dirección de interés.

Para el análisis del historial de respuesta de estructuras regulares, el valor de  $Vb$  no debe tomarse como inferior al 80% del determinado de acuerdo con la Sección 17.5.4.1, y el valor  $Vs$  no debe tomarse como inferior al 100% de los límites especificados por Sección 17.5.4.3.

Para el análisis del historial de respuesta de estructuras irregulares, el valor de  $Vb$  no debe tomarse como menor al 100% del determinado de acuerdo con la Sección 17.5.4.1, y el valor  $Vs$  no debe tomarse como menor al 100% de los límites especificados por Sección 17.5.4.3.

**17.6.4.3 Escalamiento de Resultados.** Cuando el esfuerzo cortante lateral mayorado sobre los elementos estructurales, determinado utilizando el espectro de respuesta o el procedimiento de historial de respuesta, es menor que los valores mínimos prescritos en las Secciones 17.6.4.1 y 17.6.4.2, todos los parámetros de diseño deben ajustarse proporcionalmente hacia arriba.

**17.6.4.4 Límites de deriva.** La deriva máxima del piso correspondiente a la fuerza lateral de diseño, incluido el desplazamiento causado por la deformación vertical del sistema de aislamiento, deberá cumplir con cualquiera de los siguientes límites:

1. Cuando se utilice el análisis del espectro de respuesta, la deriva máxima del piso de la estructura sobre el sistema de aislamiento no deberá exceder 0.015hsx.
2. Cuando se utilice un análisis del historial de respuesta basado en las características de deflexión de la fuerza de los elementos no lineales del sistema resistente a la fuerza sísmica, la deriva máxima del piso de la estructura sobre el sistema de aislamiento no deberá exceder 0.020hsx.

La deriva se calculará utilizando la ecuación. (12.8-15) con el  $Cd$  de la estructura aislada igual a RI como se define en la Sección 17.5.4.2.

Los efectos secundarios del desplazamiento lateral máximo de la estructura sobre el sistema de aislamiento combinado con las fuerzas de gravedad deben investigarse si la relación de deriva de piso excede 0.010=RI.

## 17.7 REVISIÓN DEL DISEÑO

Una o más personas deberán realizar una revisión de diseño independiente del sistema de aislamiento y los programas de prueba relacionados.

poseer conocimiento de los siguientes elementos con un mínimo de un revisor que sea un profesional de diseño registrado (RDP).

La revisión del diseño del sistema de aislamiento incluirá, entre otros, todo lo siguiente:

1. Criterios de diseño del proyecto, incluidos los espectros específicos del sitio y las historias de movimiento del suelo.
2. Diseño preliminar, incluyendo la selección de los dispositivos, determinación del desplazamiento máximo, el desplazamiento máximo total y el nivel de fuerza lateral.
3. Revisión de los datos de calificación y los factores de modificación de propiedad apropiados para el fabricante y el dispositivo seleccionado.
4. Programa de prueba de prototipos (Sección 17.8.2).
5. Diseño final de todo el sistema estructural y todos los análisis de soporte, incluido el modelado de aisladores para el análisis del historial de respuesta, si se realiza.
6. Programa de pruebas de producción de aisladores (Sección 17.8.5).

## 17.8 PRUEBAS

**17.8.1 Generalidades.** Las características de deformación y los valores de amortiguamiento del sistema de aislamiento utilizado en el diseño y análisis de estructuras aisladas sísmicamente se basarán en pruebas de una muestra seleccionada de los componentes antes de la construcción, como se describe en esta sección. Los componentes del sistema de aislamiento a ensayar deben incluir el sistema de restricción de viento si dicho sistema se usa en el diseño.

Las pruebas especificadas en esta sección son para establecer y validar las propiedades de prueba de la unidad aisladora y del sistema de aislamiento que se utilizan para determinar las propiedades de diseño del sistema de aislamiento de acuerdo con la Sección 17.2.8.

**17.8.1.1 Pruebas de Calificación.** Los fabricantes de dispositivos de aislamiento deberán presentar para la aprobación del profesional de diseño registrado los resultados de las pruebas de calificación, el análisis de los datos de las pruebas y los estudios científicos de respaldo que se permite usar para cuantificar los efectos del calentamiento causado por el movimiento dinámico cíclico, la tasa de carga, el raspado, variabilidad e incertidumbre en la producción que soportan propiedades, temperatura, envejecimiento, exposición ambiental y contaminación. Las pruebas de calificación serán aplicables a los tipos de componentes, modelos, materiales y tamaños que se utilizarán en la construcción. El ensayo de calificación deberá haberse realizado sobre componentes fabricados por el mismo fabricante que suministre los componentes que se utilizarán en la construcción. Cuando se utilizan especímenes a escala en las pruebas de calificación, se deben utilizar los principios de escala y similitud en la interpretación de los datos.

**17.8.2 Pruebas de prototipos.** Las pruebas de prototipo se realizarán por separado en dos especímenes de tamaño completo (o conjuntos de especímenes, según corresponda) de cada tipo y tamaño predominante de unidad aisladora del sistema de aislamiento. Los especímenes de prueba deben incluir el sistema de restricción de viento si dicho sistema se usa en el diseño. Los especímenes probados no deben usarse para la construcción a menos que sean aceptados por el profesional de diseño registrado responsable del diseño de la estructura.

**17.8.2.1 Registro.** Para cada ciclo de cada ensayo, se registrará el comportamiento de deflexión de la fuerza del espécimen de ensayo.

**17.8.2.2 Secuencia y Ciclos.** Cada una de las siguientes secuencias de pruebas se realizará durante el número prescrito de ciclos con una carga vertical igual a la carga muerta promedio más

la mitad de los efectos causados por la carga viva en todas las unidades aisladoras de un tipo y tamaño común. Antes de estas pruebas, se debe realizar el conjunto de pruebas de producción especificado en la Sección 17.8.5 en cada aislador:

1. Veinte ciclos completamente invertidos de carga con una fuerza lateral correspondiente a la fuerza de diseño del viento.
2. Se realizará la secuencia del punto (a) o del punto (b) a continuación: a. Tres ciclos completamente invertidos de carga en cada uno de los siguientes incrementos de desplazamiento: 0,25 DM, 0,5 DM, 0,67 DM y 1,0 DM, donde DM se determina en la Sección 17.5.3.1 o la Sección 17.6, según corresponda. B. La siguiente secuencia, realizada dinámicamente en el período efectivo, TM: carga continua de un ciclo completamente invertido en cada uno de los siguientes incrementos del desplazamiento máximo: 1,0 DM, 0,67 DM , 0,5 DM y 0,25 DM seguido de carga continua de un ciclo completamente invertido. ciclo inverso a 0,25 DM, 0,5 DM , 0,67 DM y 1,0 DM. Se permite un intervalo de descanso entre estas dos secuencias.
3. Tres ciclos de carga completamente invertidos en el desplazamiento máximo, 1,0DM.
4. La secuencia del punto (a) o el punto (b) a continuación se realizará: a. 30SM1=δSMSBMP, pero no menos de 10 ciclos continuos de carga completamente invertidos a 0,75 veces el desplazamiento máximo, 0,75DM. B. La prueba del punto (a), realizada dinámicamente en el período efectivo, TM. Esta prueba puede comprender series separadas de múltiples ciclos de carga, cada serie consta de no menos de cinco ciclos continuos.

Si una unidad aisladora también es un elemento de soporte de carga vertical, entonces el ítem 3 de la secuencia de pruebas cíclicas especificada en el texto anterior se debe realizar para dos casos de carga vertical adicionales especificados en la Sección 17.2.7.1. El incremento de carga causado por el vuelco del sismo, QE, debe ser igual o mayor que la respuesta máxima de la fuerza vertical del sismo correspondiente al desplazamiento de prueba que se está evaluando. En estas pruebas, la carga vertical combinada debe tomarse como la fuerza hacia abajo típica o promedio en todas las unidades aisladoras de un tipo y tamaño común. Los valores de carga axial y desplazamiento para cada prueba deben ser los mayores de los determinados por análisis utilizando los valores límite superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento determinados de acuerdo con la Sección 17.2.8.5. El período efectivo TM será el más bajo de los determinados por análisis utilizando valores de límite superior e inferior.

**17.8.2.3 Pruebas dinámicas.** Las pruebas especificadas en la Sección 17.8.2.2 deben realizarse dinámicamente en el menor de los períodos efectivos, TM, determinado utilizando las propiedades de límite superior e inferior.

No se requerirán pruebas dinámicas si las pruebas del prototipo se realizaron dinámicamente en aisladores de tamaño similar que cumplen con los requisitos de la Sección 17.8.2.7, y las pruebas se realizaron con cargas similares y se tomaron en cuenta los efectos de la velocidad, la amplitud del desplazamiento y efectos de calentamiento. Los datos de la prueba anterior del prototipo dinámico se utilizarán para establecer factores que ajusten los valores promedio de tres ciclos de kd y Eloop para tener en cuenta la diferencia en la velocidad de la prueba y los efectos de calentamiento y para establecer  $\ddot{\gamma}_{test}$ ,  $minP$  y  $\ddot{\gamma}_{test}$ ,  $maxP$ .

Solo si no es posible realizar pruebas a gran escala, se pueden usar especímenes prototipo a escala reducida para cuantificar las propiedades dependientes de la velocidad.

de aisladores. Los especímenes prototipo a escala reducida serán del mismo tipo y material y se fabricarán con los mismos procesos y calidad que los prototipos a escala real y se probarán con una frecuencia que represente las tasas de carga del prototipo a escala real.

**17.8.2.4 Unidades Dependientes de la Carga Bilateral.** Si las propiedades de deflexión de la fuerza de las unidades aisladoras muestran una dependencia de la carga bilateral, las pruebas especificadas en las Secciones 17.8.2.2 y 17.8.2.3 se deben aumentar para incluir la carga bilateral en los siguientes incrementos del desplazamiento máximo, DM 0,25 y 1,0, 0,5 y 1,0, 0,67 y 1,0, y 1,0 y 1,0.

Si se utilizan probetas a escala reducida para cuantificar propiedades dependientes de cargas bilaterales, deberán cumplir los requisitos de la Sección 17.8.2.7; los especímenes a escala reducida deberán ser del mismo tipo y fabricados con los mismos procesos y calidad que los prototipos a escala real.

Las propiedades de fuerza-deflexión de una unidad aisladora se considerarán dependientes de la carga bilateral si la rigidez efectiva cuando se somete a carga bilateral es diferente en más del 15 % de la rigidez efectiva cuando se somete a carga unilateral.

#### 17.8.2.5 Carga Vertical Máxima y Mínima. Aislador

Las unidades que transportan carga vertical deben estar sujetas a un ciclo de carga completamente invertido en el desplazamiento máximo total, DTM, y en cada una de las cargas verticales correspondientes a las cargas verticales hacia abajo máximas y mínimas como se especifica en la Sección 17.2.7.1 en cualquier aislador . de un tipo y tamaño común.

Los valores de carga axial y desplazamiento para cada prueba deben ser los mayores de los determinados por análisis utilizando los valores límite superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento determinados de acuerdo con la Sección 17.2.8.5.

**EXCEPCIÓN:** En lugar de los valores envolventes para una sola prueba, será aceptable realizar dos pruebas, una para cada una de las combinaciones de carga vertical y desplazamiento horizontal obtenidas del análisis utilizando los valores límite superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento, respectivamente. determinado de acuerdo con la Sección 17.2.8.5

**17.8.2.6 Sistemas de restricción de viento de sacrificio.** Si se va a utilizar un sistema de protección contra el viento de sacrificio, su capacidad última se debe establecer mediante ensayo.

**17.8.2.7 Pruebas de unidades similares.** No es necesario realizar pruebas de prototipo si una unidad aisladora, en comparación con otra unidad probada, cumple con todos los criterios siguientes:

1. El diseño del aislador no es más del 15 % más grande ni más del 30 % más pequeño que el prototipo probado anteriormente, en términos de las dimensiones del dispositivo de control; y
2. El diseño es del mismo tipo y materiales; y 3. El diseño tiene una energía disipada por ciclo, Eloop, que no es menor al 85% de la unidad previamente probada; y 4. El diseño es fabricado por el mismo fabricante utilizando los mismos o más estrictos procedimientos documentados de control de calidad y fabricación; y
5. Para los aisladores de tipo elastomérico, el diseño no deberá estar sujeto a una deformación por cortante mayor ni a un esfuerzo vertical mayor que el del prototipo previamente ensayado; y 6. Para los aisladores de tipo deslizante, el diseño no debe estar sujeto a una tensión vertical o velocidad de deslizamiento mayor que la del prototipo previamente ensayado usando el mismo material deslizante.

La exención de prueba de prototipo anterior debe ser aprobada por una revisión de diseño independiente, como se especifica en la Sección 17.7.

Cuando los resultados de pruebas de unidades aislantes similares se utilicen para establecer propiedades dinámicas de acuerdo con la Sección 17.8.2.3, además de los Puntos 2 a 4 anteriores, se deben cumplir los siguientes criterios:

7. La unidad similar se someterá a ensayo con una frecuencia que represente las tasas de carga de diseño a escala completa de acuerdo con los principios de escalamiento y similitud.
8. La escala de longitud de los especímenes a escala reducida no será mayor a dos.

17.8.3 Determinación de las características de fuerza-deflexión. Las características de fuerza-deflexión de una unidad aisladora se deben basar en las pruebas de carga cíclica de aisladores prototipo especificados en la Sección 17.8.2.

Según se requiera, la rigidez efectiva de una unidad aisladora,  $k_{eff}$ , se calculará para cada ciclo de carga según lo prescripto por la Ec. (17.8-1):

$$k_{eff} = \frac{F_p - F_y}{\Delta y_p - \Delta y_y} \quad (17.8-1)$$

donde  $F_p$  y  $F_y$  son las fuerzas positivas y negativas, en los desplazamientos máximo positivo y mínimo negativo  $\Delta y_p$  y  $\Delta y_y$ , respectivamente.

Según se requiera, el amortiguamiento efectivo,  $\delta_{eff}$ , de una unidad aisladora se calculará para cada ciclo de carga mediante la ecuación. (17.8-2):

$$\delta_{eff} = \frac{\Delta y_p + \Delta y_y}{Eloop} \quad (17.8-2)$$

donde la energía disipada por ciclo de carga,  $Eloop$ , y la rigidez efectiva,  $k_{eff}$ , se deben basar en los desplazamientos máximos de ensayo de  $\Delta y_p$  y  $\Delta y_y$ .

Según se requiera, la rigidez posterior a la fluencia,  $k_d$ , de cada unidad aisladora se calculará para cada ciclo de carga utilizando las siguientes suposiciones:

1. Se supondrá que un bucle de prueba tiene  $k_{eff}$  histerético bilineal y  $Eloop$  características con valores de  $k_1$ ,  $k_d$ ,  $f_o$ ,  $f$  que se y, como muestran en la figura 17.8-1.
2. El bucle calculado deberá tener los mismos valores de rigidez efectiva,  $k_{eff}$  y energía disipada por ciclo de carga,  $Eloop$ , que el bucle de prueba.

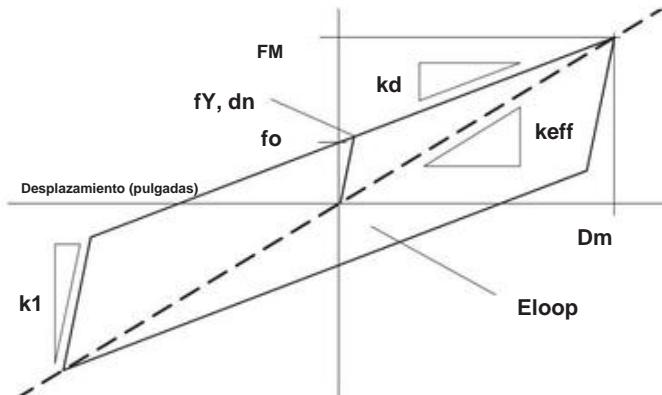


FIGURA 17.8-1 Propiedades nominales del modelo de deflexión de fuerza bilineal del aislador

3. El valor asumido de  $k_1$  será un ajuste visual a la rigidez elástica de la unidad aisladora durante la descarga inmediatamente después de DM.

Se permite utilizar diferentes métodos para ajustar el bucle, como un ajuste en línea recta de  $k_d$  directamente a la curva de histéresis que se extiende hasta DM y luego determinar  $k_1$  para que coincida con  $Eloop$ .

17.8.4 Adecuación de la muestra de prueba. El rendimiento de los especímenes de ensayo se considerará adecuado si se cumplen todas las condiciones siguientes:

1. Las gráficas de fuerza-deflexión para todas las pruebas especificadas en la Sección 17.8.2 tienen una capacidad de resistencia a la fuerza incremental positiva.
2. La rigidez posterior a la fluencia promedio,  $k_d$ , y la energía disipada por ciclo,  $Eloop$ , para los tres ciclos de prueba especificados en la Sección 17.8.2.2, Punto 3, para la carga vertical igual a la carga muerta promedio más la mitad de los efectos causados por carga viva, incluidos los efectos del calentamiento y la tasa de carga de acuerdo con la Sección 17.2.8.3, deben estar dentro del rango de los valores nominales de diseño definidos por el rango permisible del aislador individual, que normalmente son  $\pm 5\%$  mayores que el rango  $\delta_{spec}$ ,  $min\delta$  y  $\delta_{spec}$ ,  $max\delta$  para el promedio de todos los aisladores.
3. Para cada incremento de los desplazamientos de prueba de 0.67DM y 1.0DM especificados en el Artículo 2 y el Artículo 3 de la Sección 17.8.2.2 y para cada caso de carga vertical especificado en la Sección 17.8.2.2, el valor de la rigidez posterior a la fluencia,  $k_d$ , en cada uno de los ciclos de prueba a un desplazamiento común deben estar dentro del rango definido por  $\delta_{test}$ ,  $min\delta$  y  $\delta_{test}$ ,  $max\delta$  multiplicado por el valor nominal de postrendimiento rigidez.
4. Para cada espécimen, no hay más de un 20% de cambio en la rigidez efectiva inicial durante los ciclos de prueba especificados en el Punto 4 de la Sección 17.8.2.2.
5. Para cada muestra de ensayo, el valor de la rigidez posterior a la fluencia,  $k_d$ , y la energía disipada por ciclo,  $Eloop$ , para cualquier ciclo de ensayo en la Sección 17.8.2.2, Punto 4(a) debe estar dentro del rango de los valores nominales de diseño, definido por  $\delta_{test}$ ,  $min\delta$  y  $\delta_{test}$ ,  $max\delta$ .
6. Para cada espécimen, no hay una disminución mayor al 20% en el amortiguamiento efectivo inicial durante los ciclos de prueba especificados en el Punto 4 de la Sección 17.8.2.2.
7. Todos los especímenes de elementos de soporte de carga vertical del sistema de aislamiento permanecen estables cuando se prueban de acuerdo con la Sección 17.8.2.5.

**EXCEPCIÓN:** El profesional de diseño registrado puede ajustar los límites de los Elementos 3, 4 y 6 para tener en cuenta los factores de variación de propiedades de la Sección 17.8.4 utilizados para el diseño del sistema de aislamiento.

17.8.5 Pruebas de Producción. El profesional de diseño registrado deberá establecer un programa de prueba para las unidades aisladoras utilizadas en la construcción. El programa de prueba debe evaluar la consistencia de los valores medidos de las propiedades nominales de la unidad del aislador probando el 100 % de los aisladores en compresión y corte combinados a no menos de dos tercios del desplazamiento máximo, DM, determinado usando las propiedades del límite inferior.

Los resultados medios de todas las pruebas deben estar dentro del rango de valores definidos por los valores  $\delta_{spec}$ ,  $min\delta$  y  $\delta_{spec}$ ,  $max\delta$  para el sistema de aislamiento.

utilizado para unidades aisladoras individuales y para el valor promedio de todos los aisladores de un tipo de unidad dado, siempre que las diferencias en los rangos de valores se tengan en cuenta en el diseño de cada elemento del sistema de aislamiento, como se prescribe en la Sección 17.2.8.4.

#### 17.9 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Consulte el Capítulo 23 para obtener la lista de estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO 18

### REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS CON SISTEMAS DE AMORTIGUACIÓN

#### 18.1 GENERALIDADES

18.1.1 Alcance. Toda estructura con un sistema de amortiguación y cada parte de la misma deberá diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos de esta norma modificada por este capítulo.

Cuando se utilicen dispositivos amortiguadores a través de la interfaz de aislamiento de una estructura aislada sísmicamente, los desplazamientos, velocidades y aceleraciones se deben determinar de acuerdo con el Capítulo 17.

18.1.2 Definiciones. Las siguientes definiciones se aplican solo a las estructuras con las disposiciones del sistema de amortiguamiento del Capítulo 18 y son adicionales a las definiciones presentadas en el Capítulo 11:

**DISPOSITIVO DE AMORTIGUACIÓN:** Un elemento estructural flexible del sistema de amortiguación que disipa la energía causada por el movimiento relativo de cada extremo del dispositivo. Los dispositivos de amortiguación incluyen todos los pasadores, pernos, placas de refuerzo, extensiones de riostros y otros componentes necesarios para conectar los dispositivos de amortiguación a los demás elementos de la estructura. Los dispositivos de amortiguación se clasifican como dependientes del desplazamiento o dependientes de la velocidad, o una combinación de ambos, y pueden configurarse para actuar de forma lineal o no lineal. conducta.

**SISTEMA DE AMORTIGUACIÓN:** El conjunto de elementos estructurales que incluye todos los dispositivos de amortiguación individuales, todos los elementos estructurales o arriostramientos necesarios para transferir fuerzas desde los dispositivos de amortiguación a la base de la estructura, y los elementos estructurales necesarios para transferir fuerzas desde los dispositivos de amortiguación al sistema resistente a fuerzas sísmicas.

**DISPOSITIVO DE AMORTIGUACIÓN DEPENDIENTE DEL DESPLAZAMIENTO:** La respuesta de fuerza de un dispositivo de amortiguación dependiente del desplazamiento es principalmente una función del desplazamiento relativo entre cada extremo del dispositivo. La respuesta es sustancialmente independiente de la velocidad relativa entre cada uno de los dispositivos y/o la frecuencia de excitación.

**ELEMENTOS DE FUERZA CONTROLADA:** Acciones de los elementos para los cuales no se puede lograr una capacidad de deformación inelástica confiable sin el decaimiento de la resistencia crítica.

**DISPOSITIVO DE AMORTIGUACIÓN DEPENDIENTE DE LA VELOCIDAD:** La relación fuerza-desplazamiento para un dispositivo de amortiguación dependiente de la velocidad es principalmente una función de la velocidad relativa entre cada extremo del dispositivo y también podría ser una función de la velocidad relativa. desplazamiento entre cada extremo del dispositivo.

18.1.3 Símbolos. Los símbolos presentados en esta sección se aplican solo a las estructuras con las disposiciones del sistema de amortiguación del Capítulo 18 y se suman a los símbolos presentados en el Capítulo 11.

B1D = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para un amortiguamiento efectivo igual a  $\dot{y}_m D_m = 1P$  y período de estructura igual a T1D B1E = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para un amortiguamiento efectivo igual a  $\dot{y}_l = \dot{y}_V = 1$  y período igual a T1

B1M = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para amortiguamiento efectivo igual a  $\dot{y}_m M_m = 1P$  y período de estructura igual a T1M BmD = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para amortiguamiento efectivo igual a  $\dot{y}_m M_m = 1P$  y período de estructura igual a Tm BmM = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para amortiguamiento efectivo igual a  $\dot{y}_m M_m = 1P$  y período de estructura igual a Tm BR = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para amortiguamiento efectivo igual a  $\dot{y}_R = 1P$  y período de estructura igual a TR BV<sub>pl</sub> = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para un amortiguamiento efectivo igual a la suma del amortiguamiento viscoso en el modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés,  $\dot{y}_V m \delta_m = 1P$ , más el amortiguamiento inherente,  $\dot{y}_I$ , y período de estructura igual a T1

CmFD = coeficiente de fuerza como se establece en la Tabla 18.7-2

CmFV = coeficiente de fuerza como se establece en la Tabla 18.7-3

CS1 = coeficiente de respuesta sísmica del modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.1.2.4 o 18.7.2.2.4 (m = 1)

CSm = coeficiente de respuesta sísmica del m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.1.2.4 (m = 1) o Sección 18.7.1.2.6 (m > 1)

CSR = coeficiente de respuesta sísmica del modo de vibración residual de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.2.2.8

D1D = desplazamiento de diseño del modo fundamental en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura en la dirección considerada, Sección 18.7.2.3.2 D1M = desplazamiento MCER del modo fundamental en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura en el dirección bajo consideración, Sección 18.7.2.3.5 DmD = desplazamiento de diseño en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura causado por el modo de vibración mth en la dirección bajo consideración, Sección 18.7.1.3.2

DmM = Desplazamiento MCER en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura causado por el modo de vibración mth en la dirección bajo consideración, Sección 18.7.1.3.5

DRD = desplazamiento de diseño del modo residual en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura en la dirección considerada, Sección 18.7.2.3.2 DRM = desplazamiento del MCER del modo residual en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura en el dirección bajo consideración, Sección 18.7.2.3.5

DY = desplazamiento en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura en el punto de fluencia efectivo del sistema resistente a fuerzas sísmicas, Sección 18.7.3.3 Eloop = área de un bucle de histéresis carga-desplazamiento, Sección 18.6.1.5.1

$f_i$  = fuerza lateral en el nivel  $i$  de la estructura distribuida aproximadamente de acuerdo con la Sección 12.8.3, Sección 18.7.2.2.3  $F_{i1}$  = fuerza de inercia en el nivel  $i$  (o punto de masa  $i$ ) en el modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.2.2.9

$F_{im}$  = fuerza de inercia en el nivel  $i$  (o punto de masa  $i$ ) en el m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.1.2.7

$F_{IR}$  = fuerza de inercia en el nivel  $i$  (o punto de masa  $i$ ) en el modo residual de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.2.2.9

$h_i$  = altura sobre la base hasta el nivel  $i$ , Sección 18.7.2.2.3  $h_n$  = altura estructural, Sección 18.7.2.2.3  $qH$  = factor de ajuste del bucle de histéresis según lo determinado en la Sección 18.7.3.2.2.1

QDSD = fuerza en un elemento del sistema de amortiguamiento requerida para resistir las fuerzas sísmicas de diseño de los dispositivos de amortiguamiento dependientes del desplazamiento, Sección 18.7.4.5  $QE$  = fuerza sísmica de diseño en cada elemento del sistema de amortiguamiento, Sección 18.7.4.5  $QmDSV$  = fuerza en un elemento de el sistema de amortiguamiento requerido para resistir las fuerzas sísmicas de diseño de los dispositivos de amortiguamiento dependientes de la velocidad causadas por el modo  $mth$  de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.4.5

$QmSFRS$  = fuerza en un elemento del sistema de amortiguamiento igual a la fuerza sísmica de diseño del m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.4.5

### T1 = período fundamental de la estructura en la dirección considerada

$T1D$  = período efectivo, en segundos, del modo fundamental de vibración de la estructura en el desplazamiento de diseño en la dirección bajo consideración, según lo prescrito por la Sección 18.7.1.2.5 o 18.7.2.2.5  $T1M$  = período efectivo, en segundos, del modo fundamental de vibración de la estructura en el desplazamiento MCER en la dirección bajo consideración, según lo prescrito por la Sección 18.7.1.2.5 o 18.7.2.2.5  $T_m$  = período, en segundos, del m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección considerada, Sección 18.7.1.2.6  $TR$  = período, en segundos, del modo de vibración residual de la estructura en la dirección considerada, Sección 18.7.2.2.7

$V$  = cortante base sísmico en la dirección de interés, Sección 18.2.1.1

$V_1$  = valor de cálculo del cortante sísmico de base del modo fundamental en una dirección de respuesta dada, según se determina en el Apartado 18.7.2.2.1 y el Apartado 18.7.2.2.2,  $V_m$  = valor de cálculo del cortante sísmico de base del m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.1.2.2

$V_{min}$  = valor mínimo permisible de cortante base permitido para el diseño del sistema resistente a la fuerza sísmica de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.2.1.1  $VR$  = valor de diseño del cortante base sísmico del modo de vibración residual de la estructura en una dirección dada, como se determina en la Sección 18.7.2.2.6

$w_i$  = peso sísmico efectivo del i-ésimo piso de la estructura, Sección 18.7.1.2.2 W1

= peso sísmico del modo fundamental efectivo determinado de acuerdo con la Ec. (18.7-2b) para  $m = 1$   $W_m$  = peso sísmico efectivo del m-ésimo modo de vibración de la estructura, Sección 18.7.1.2.2  $W_m$  = energía de deformación máxima en el m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés en desplazamientos modales,  $\ddot{y}_m$ , Sección 18.7.3.2.2.1

$W_{mj}$  = trabajo realizado por el j-ésimo dispositivo amortiguador en un ciclo completo de respuesta dinámica correspondiente al m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés en desplazamientos modales,  $\ddot{y}_m$ , Sección 18.7.3.2.2.1

$WR$  = peso sísmico modal residual efectivo determinado de acuerdo con la Ec. (18.7-30)  $\ddot{y}$  = exponente de velocidad que relaciona la fuerza del dispositivo de amortiguamiento con la velocidad del dispositivo de amortiguamiento  $\ddot{y}_{HD}$  = componente del amortiguamiento efectivo de la estructura en la dirección de interés causada por el comportamiento histerético posterior a la fluencia del sistema de resistencia a la fuerza sísmica y los elementos del sistema de amortiguamiento a demanda de ductilidad efectiva  $\ddot{y}_D$ , Sección 18.7.3.2.2

$\ddot{y}_{HM}$  = componente de amortiguamiento efectivo de la estructura en la dirección de interés causada por el comportamiento histerético posterior a la fluencia del sistema resistente a la fuerza sísmica y los elementos del sistema de amortiguamiento a demanda de ductilidad efectiva,  $\ddot{y}_M$ , Sección 18.7.3.2.2  $\ddot{y}_L$  = componente de Amortiguamiento efectivo de la estructura causado por la disipación inherente de energía por elementos de la estructura, en o justo por debajo del desplazamiento de fluencia efectivo del sistema de resistencia a la fuerza sísmica, Sección 18.7.3.2.1  $\ddot{y}_{mD}$  = amortiguamiento efectivo total del modo  $mth$  de vibración de la estructura en la dirección de interés en el

desplazamiento de diseño, Sección 18.7.3.2

$\ddot{y}_{mM}$  = amortiguamiento efectivo total del modo de vibración  $mth$  de la estructura en la dirección de interés en el desplazamiento MCER, Sección 18.7.3.2  $\ddot{y}_R$  = amortiguamiento efectivo total en el modo de vibración residual de la estructura en la dirección de interés, calculada de acuerdo con la Sección 18.7.3.2 (usando  $\ddot{y}_D = 1.0$  y  $\ddot{y}_M = 1.0$ )  $\ddot{y}_{Vm}$  = componente de amortiguamiento efectivo del m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés causada por la disipación viscosa de energía por el sistema de amortiguamiento, en o justo por debajo del desplazamiento de fluencia efectivo del sistema de resistencia a la fuerza sísmica, Sección 18.7.3.2.3

$\ddot{y}_1$  = factor de participación del modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.1.2.3 o 18.7.2.2.3  
 $(m=1)$   $\ddot{y}_m$  = factor de participación en el m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.1.2.3  
 $\ddot{y}_R$  = factor de participación del modo residual de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.2.2.7  $\ddot{y}_i$  = deflexión elástica del nivel  $i$  de la estructura causada por el efecto lateral aplicado fuerza,  $f_i$ , Sección 18.7.2.2.3  $\ddot{y}_{ID}$  = flecha de diseño del modo fundamental del nivel  $i$  en el centro de rigidez de la estructura en la dirección bajo consideración, ~~Sección 18.7.2.2.3~~ de rigidez de la estructura en la dirección considerada, Sección 18.7.2.3

$\ddot{y}_M$  = flecha total MCER del nivel i en el centro de rigidez de la estructura en la dirección bajo consideración, Sección 18.7.2.3

$\ddot{y}_m$  = deflexión del nivel i en el m-ésimo modo de vibración en el centro de rigidez de la estructura en la dirección considerada, Sección 18.7.3.2.3

$\ddot{y}_{mD}$  = flecha de diseño del nivel i en el modo de vibración mth en el centro de rigidez de la estructura en la dirección considerada, Sección 18.7.1.3.1

$\ddot{y}_{RD}$  = flecha de diseño de modo residual del nivel i en el centro de rigidez de la estructura en la dirección bajo consideración, Sección 18.7.2.3.1

$\ddot{y}_{1D}$  = desviación del piso de diseño causada por el modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.2.3.3  $\ddot{y}_D$  = desviación total del piso de diseño de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.2.3.3  $\ddot{y}_M$  = deriva total del piso MCER de la estructura en la dirección

de interés, Sección 18.7.2.3  $\ddot{y}_{mD}$

= desviación del piso de diseño causada por el m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.1.3.3  $\ddot{y}_{RD}$  = desviación del piso de diseño causada por el modo de vibración residual de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.2.3.3

$\ddot{y}_{dae}$ ,  $\text{maxP}$  = factor para representar la posible variación en las propiedades del amortiguador por encima de los valores probados causada por el envejecimiento y los efectos ambientales; este es un múltiplo de todos los efectos ambientales y de envejecimiento individuales, Sección 18.2.4.5  $\ddot{y}_{da}$ ,  $\text{minP}$  = factor para

representar la posible variación en las propiedades del amortiguador por ambientales y de envejecimiento; este es un múltiplo de todos los efectos ambientales y de envejecimiento individuales, Sección 18.2.4.5  $\ddot{y}_{max}$  = factor para representar la posible variación total en las propiedades del amortiguador por encima de las propiedades nominales, Sección 18.2.4.5  $\ddot{y}_{min}$  = factor para representar la posible variación total en las propiedades del amortiguador por debajo de las propiedades nominales, Sección 18.2.4.5,  $\ddot{y}_{spec}$

$\text{maxP}$  = factor para representar la variación permisible en las propiedades nominales del amortiguador de producción por encima de las asumidas en el diseño, Sección 18.2.4.5

$\ddot{y}_{spec}$ ,  $\text{minP}$  = factor para representar la variación permisible en las propiedades nominales del amortiguador de producción por debajo de las supuestas en el diseño, Sección 18.2.4.5

$\ddot{y}_{test}$ ,  $\text{maxP}$  = factor para representar posibles variaciones en las propiedades del amortiguador por encima de los valores nominales obtenidos de las pruebas del prototipo; este es un múltiplo de todos los efectos de prueba, Sección 18.2.4.5  $\ddot{y}_{test}$ ,  $\text{minP}$  = factor para representar posibles variaciones en las propiedades del amortiguador por debajo de los valores nominales obtenidos de las pruebas del prototipo; este es un múltiplo de todos los efectos de prueba, Sección 18.2.4.5  $\ddot{y}$  = demanda de ductilidad efectiva en el sistema resistente a la fuerza sísmica en la dirección de interés  $\ddot{y}_D$  = demanda de ductilidad efectiva en el sistema resistente a la fuerza sísmica en la dirección de interés causada por el diseño de movimientos sísmicos del suelo, Sección 18.7.3.3  $\ddot{y}_M$  = demanda de ductilidad efectiva en el sistema de resistencia de fuerzas sísmicas en la dirección de interés causada por los movimientos del suelo MCER, Sección 18.7.3.3

$\ddot{y}_{max}$  = máxima demanda de ductilidad efectiva permisible en el sistema de resistencia a la fuerza sísmica causada por los movimientos sísmicos del suelo de diseño, Sección 18.7.3.4  $\ddot{y}_1$  = amplitud de desplazamiento en el nivel i del modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés, normalizada a unidad a nivel del techo, Sección 18.7.2.2.3  $\ddot{y}_m$  = amplitud de desplazamiento en el nivel i del m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés, normalizada a unidad a nivel del techo, Sección 18.7.1.2.2

$\ddot{y}_{R}$  = amplitud de desplazamiento en el nivel i del modo de vibración residual de la estructura en la dirección de interés normalizado a la unidad en el nivel del techo, Sección 18.7.2.2.7

$\ddot{y}_{1D}$  = velocidad del piso de diseño causada por el modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.2.3.4  $\ddot{y}_D$  = velocidad total del piso de diseño de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.1.3.4  $\ddot{y}_M$  = velocidad de piso total MCER de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.2.3  $\ddot{y}_{mD}$  = velocidad de piso de diseño causada por el m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.1.3.4

$\ddot{y}_{RD}$  = velocidad de piso de diseño causada por el modo de vibración residual de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.2.3.4

## 18.2 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

18.2.1 Requisitos del sistema. El diseño de la estructura deberá considerar los requisitos básicos para el sistema resistente a la fuerza sísmica y el sistema de amortiguamiento como se define en las siguientes secciones. El sistema resistente a fuerzas sísmicas deberá tener la resistencia requerida para cumplir con las fuerzas definidas en la Sección 18.2.1.1.

Se permite el uso de la combinación del sistema resistente a fuerzas sísmicas y el sistema de amortiguamiento para cumplir con el requisito de deriva.

18.2.1.1 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas. Las estructuras que contengan un sistema de amortiguamiento deberán tener un sistema resistente a fuerzas sísmicas que, en cada dirección lateral, se ajuste a uno de los tipos indicados en la Tabla 12.2-1.

El diseño del sistema resistente a fuerzas sísmicas en cada dirección deberá satisfacer los requisitos mínimos de cortante base de esta sección y los requisitos de la Sección 18.4 si se usa el procedimiento de historial de respuesta no lineal de la Sección 18.3, o la Sección 18.7.4 si el espectro de respuesta se utiliza el procedimiento de la Sección 18.7.1 o el procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 18.7.2.

El cortante base sísmico utilizado para el diseño del sistema resistente a fuerzas sísmicas no debe ser menor que  $V_{min}$ , donde  $V_{min}$  se determina como el mayor de los valores calculados utilizando las Ecs. (18.2-1) y (18.2-2):

$$V_{min} = \frac{V}{BVp_1} \quad (18.2-1)$$

$$V_{min} = 0,75 V \quad (18.2-2)$$

donde

$V$  = cortante base sísmico en la dirección de interés, determinado de acuerdo con la Sección 12.8, y

$BV\beta I$  = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para un amortiguamiento efectivo igual a la suma del amortiguamiento viscoso en el modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés,  $\dot{y}Vm\delta m = 1P$ , más el amortiguamiento inherente,  $\dot{y}I$  y el período de estructura igual a T1.

**EXCEPCIÓN:** El cortante base sísmico utilizado para el diseño del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas no debe tomarse como inferior a 1,0 V si se aplica cualquiera de las siguientes condiciones:

1. En la dirección de interés, el sistema de amortiguación tiene menos de dos dispositivos de amortiguación en cada nivel del piso, configurados para resistir la torsión.
2. El sistema resistente a fuerzas sísmicas tiene irregularidad horizontal Tipo 1b (Tabla 12.3-1) o irregularidad vertical Tipo 1b (Tabla 12.3-2).

**18.2.1.2 Sistema de Amortiguación.** Los dispositivos de amortiguación y todos los demás componentes necesarios para conectar los dispositivos de amortiguación a los demás elementos de la estructura deben estar diseñados para permanecer elásticos para las cargas MCER. Se permite que otros elementos del sistema de amortiguación tengan una respuesta inelástica en MCER si se demuestra por análisis o prueba que la respuesta inelástica de estos elementos no afectaría adversamente la función del sistema de amortiguación. Si se usa el procedimiento de espectro de respuesta de la Sección 18.7.1 o el procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 18.7.2, la respuesta inelástica debe limitarse de acuerdo con los requisitos de la Sección 18.7.4.6.

Los elementos controlados por fuerza del sistema de amortiguamiento deben diseñarse para fuerzas sísmicas que se incrementen en un 20% de las correspondientes a la respuesta MCER promedio.

#### 18.2.2 Criterios de movimiento sísmico del suelo

##### 18.2.2.1 Terremoto de diseño y espectros de respuesta MCRR.

Se permite el uso de los requisitos de espectro de respuesta de las Secciones 11.4.5 y 11.4.6 para determinar los espectros de respuesta sísmica y MCER de diseño para el sitio de interés.

Los procedimientos de movimiento del suelo específicos del sitio establecidos en el Capítulo 21 también pueden usarse para determinar los movimientos del suelo para cualquier estructura con un sistema de amortiguación.

Para cualquier estructura con un sistema de amortiguamiento ubicado en un sitio Clase F, el análisis de respuesta del sitio debe realizarse de acuerdo con la Sección 21.1.

**18.2.2.2 Diseño los registros de movimientos sísmicos y MCER.** Cuando se utilicen procedimientos de análisis de historial de respuesta no lineal, los conjuntos de movimiento de suelo de terremoto de diseño y MCER deben consistir cada uno de no menos de siete pares de componentes de aceleración horizontal seleccionados y escalados a partir de eventos registrados individuales que tienen magnitudes, distancia de falla y mecanismos de fuente que son consistentes con los que controlan el sismo de diseño y los eventos MCER. Se permite la coincidencia de amplitud o espectral para escalar los movimientos del suelo. Cuando no se disponga del número requerido de pares de movimientos del suelo registrados, se permite que los pares de movimientos del suelo simulados compongan el número total requerido.

Para cada par de componentes de movimiento horizontal del suelo, se debe construir una raíz cuadrada del espectro de la suma de los cuadrados (SRSS) tomando el SRSS de los espectros de respuesta amortiguada al 5% para los componentes escalados (cuando se usa el escalado de amplitud, una escala idéntica el factor se aplica a ambos componentes de un par). Tanto para el terremoto de diseño como para las series MCER, cada par de movimientos se escalará de tal manera que en el rango de período de 0.2T1D a 1.25T1M, el promedio de los espectros SRSS de todos los pares de componentes horizontales no caiga por debajo de la ordenada correspondiente de los espectros de respuesta utilizados en el diseño, determinados de acuerdo con la Sección 18.2.2.1.

Para registros que coincidan espectralmente, tanto para el sismo de diseño como para el MCER, cada par de movimientos se escalará de manera que en el rango de período de 0.2T1D a 1.25T1M, el espectro de respuesta de un componente del par sea al menos 90% de la correspondiente ordenada del espectro de respuesta utilizada en el diseño, determinada de acuerdo con la Sección 18.2.2.1.

Para sitios dentro de las 3 millas (5 km) de la falla activa que controla el peligro, la coincidencia espectral no se debe usar a menos que las características de pulso de los movimientos de tierra de campo cercano estén incluidas en los espectros de respuesta específicos del sitio, y las características de pulso, cuando presentes en los movimientos de tierra individuales, se retienen después de que se ha completado el proceso de emparejamiento.

En los sitios dentro de las 3 millas (5 km) de la falla activa que controla el peligro, tanto para el terremoto de diseño como para los conjuntos de MCER, cada par de componentes se debe rotar en las direcciones normal a la falla y paralela a la falla de la falla causante y se escalarán de modo que el espectro promedio de las componentes normales a la falla no sea menor que el espectro de respuesta de diseño o MCER, según corresponda, y el espectro promedio de las componentes paralelas a la falla no sea menor al 50 % de la respuesta de diseño o MCER espectro, según corresponda, para el rango de períodos de 0.2T1D a 1.25T1M.

**18.2.3 Selección de procedimiento.** Las estructuras con un sistema de amortiguamiento proporcionado para la resistencia sísmica deben analizarse y diseñarse utilizando el procedimiento de historial de respuesta no lineal de la Sección 18.3.

**EXCEPCIÓN:** Se permitirá analizar y diseñar la estructura usando el procedimiento de espectro de respuesta de la Sección 18.7.1 sujeto a los límites de la Sección 18.2.3.1 o el procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 18.7.2 sujeto a los límites de la Sección 18.2.3.2.

**18.2.3.1 Procedimiento de espectro de respuesta.** Se permite utilizar el procedimiento de espectro de respuesta de la Sección 18.7.1 para el análisis y el diseño siempre que se apliquen todas las condiciones siguientes:

1. En cada dirección principal, el sistema de amortiguamiento tiene al menos dos dispositivos de amortiguación en cada piso, configurados para resistir la torsión.
2. El amortiguamiento efectivo total del modo fundamental,  $\dot{y}m\delta m = 1P$ , de la estructura en la dirección de interés no es mayor al 35% del crítico.
3. El valor S1 del sitio es inferior a 0,6.

**18.2.3.2 Procedimiento de fuerza lateral equivalente.** Se permite utilizar el procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 18.7.2 para el análisis y diseño siempre que se apliquen todas las condiciones siguientes:

1. En cada dirección principal, el sistema de amortiguamiento tiene al menos dos dispositivos de amortiguación en cada piso, configurados para resistir la torsión.
2. El amortiguamiento efectivo total del modo fundamental,  $\dot{y}m\delta m = 1P$ , de la estructura en la dirección de interés no es mayor al 35% del crítico.
3. El sistema resistente a fuerzas sísmicas no tiene irregularidad horizontal Tipo 1a o 1b (Tabla 12.3-1) o irregularidad vertical Tipo 1a, 1b, 2 o 3 (Tabla 12.3-2).
4. Los diafragmas de piso son rígidos como se define en la Sección 12.3.1.
5. La altura de la estructura sobre la base no excede los 100 pies (30 m).
6. El valor S1 del sitio es inferior a 0,6.

#### 18.2.4 Sistema de amortiguamiento

amortiguamiento 18.2.4.1 Diseño del dispositivo. El diseño, la construcción y la instalación de los dispositivos de amortiguación se basarán en la respuesta a los movimientos del terreno MCER y en la consideración de todo lo siguiente:

1. Degradación de ciclo bajo y gran desplazamiento causada por terremotos cargas de micrófono.
2. Degradación de ciclo alto y desplazamiento pequeño causada por cargas eólicas, térmicas u otras cargas cíclicas.
3. Fuerzas o desplazamientos provocados por cargas de gravedad.
4. Adhesión de partes del dispositivo causada por corrosión o abrasión, biodegradación, humedad o exposición química.
5. Exposición a condiciones ambientales, incluidas, entre otras, temperatura, humedad, radiación (p. ej., luz ultravioleta) y sustancias reactivas o corrosivas (p. ej., agua salada).

Se prohibirá el uso de dispositivos que utilicen interfaces bimetálicas sujetas a soldadura en frío de la interfaz deslizante en un sistema de amortiguación.

Los dispositivos de amortiguación sujetos a fallas por fatiga de bajo ciclo deben resistir las fuerzas del viento sin deslizamiento, movimiento o ciclos inelásticos.

El diseño de los dispositivos de amortiguación debe incorporar el rango de condiciones térmicas, el desgaste del dispositivo, las tolerancias de fabricación y otros efectos que causan que las propiedades del dispositivo varíen durante la vida útil del diseño del dispositivo de acuerdo con la Sección 18.2.4.4.

La temperatura ambiente debe ser la temperatura normal en servicio del dispositivo amortiguador. El rango de temperatura de diseño deberá cubrir las temperaturas mínimas y máximas anuales en servicio del dispositivo de amortiguación.

18.2.4.2 Movimiento Multieje. Los puntos de conexión de los dispositivos de amortiguación deben proporcionar suficiente articulación para adaptarse a los desplazamientos longitudinales, laterales y verticales simultáneos del sistema de amortiguación.

18.2.4.3 Inspección y Pruebas Periódicas. Se deben proporcionar medios de acceso para la inspección y remoción de todos los dispositivos de amortiguación.

El profesional de diseño registrado (RDP) responsable del diseño de la estructura deberá establecer un programa de inspección, mantenimiento y prueba para cada tipo de dispositivo de amortiguación para garantizar que los dispositivos respondan de manera confiable a lo largo de su vida útil de diseño. El grado de inspección y prueba deberá reflejar el historial de servicio establecido de los dispositivos de amortiguación y la probabilidad de cambio en las propiedades durante la vida útil de diseño de los dispositivos.

18.2.4.4 Propiedades de diseño nominales. Las propiedades de diseño nominales para los dispositivos de disipación de energía deben establecerse a partir de los datos de pruebas de prototipos específicos del proyecto o de pruebas de prototipos anteriores en dispositivos de tipo y tamaño similar. Las propiedades nominales de diseño se deben basar en datos de pruebas de prototipos especificados en la Sección 18.6.1.2 (2) y determinados por la Sección 18.6.1.4 (2). Estas propiedades nominales de diseño deben ser modificadas por la variación de propiedades o factores lambda ( $\lambda$ ) como se especifica en la Sección 18.2.4.5.

18.2.4.5 Propiedades máximas y mínimas del amortiguador.

Los factores máximo y mínimo de modificación de la propiedad ( $\lambda$ ) se establecerán de acuerdo con las Ecs. (18.2-3a) y (18.2-3b) para cada dispositivo por el RDP y utilizado en análisis y diseño para tener en cuenta la variación de las propiedades nominales.

$$\lambda_{\max} = \frac{1}{2} \delta_1 \pm 0.75 \times \delta_2 \delta_{\text{dae}}, \lambda_{\min} = 1 \pm \lambda_{\text{test}} \times \lambda_{\text{dae}}, \lambda_{\min} = \lambda_{\text{spec}}, \lambda_{\min} \geq 1.2$$

(18.2-3a)

$$\lambda_{\min} = \frac{1}{2} \delta_1 \pm 0.75 \times \delta_1 \pm \delta_{\text{dae}}, \lambda_{\min} = 1 \pm \lambda_{\text{test}} \times \lambda_{\text{dae}}, \lambda_{\min} = \lambda_{\text{spec}}, \lambda_{\min} \geq 0.85$$

(18.2-3b)

donde

$\delta_{\text{dae}}$ ,  $\lambda_{\max}$  = factor para representar la posible variación en las propiedades del amortiguador por encima de los valores nominales causada por el envejecimiento y los efectos ambientales; este es un múltiplo de todos los efectos ambientales y de envejecimiento individuales;  
 $\delta_{\text{dae}}$ ,  $\lambda_{\min}$  = factor para representar la posible variación en las propiedades del amortiguador por debajo de los valores nominales causada por el envejecimiento y los efectos ambientales; este es un múltiplo de todos los efectos ambientales y de envejecimiento individuales;  
 $\lambda_{\text{test}}$ ,  $\lambda_{\max}$  = factor para representar posibles variaciones en las propiedades del amortiguador por el prototipo; este es un múltiplo de todos los efectos de prueba;

$\lambda_{\text{test}}$ ,  $\lambda_{\min}$  = factor para representar posibles variaciones en las propiedades del amortiguador por debajo de los valores nominales obtenidos de las pruebas del prototipo; este es un múltiplo de todos los efectos de prueba;

$\lambda_{\text{spec}}$ ,  $\lambda_{\max}$  = factor establecido por el RDP para representar la variación permisible en las propiedades del amortiguador de producción por encima de los valores nominales; y  $\lambda_{\text{spec}}$ ,  $\lambda_{\min}$  = factor establecido por el RDP para representar la variación permisible en las propiedades de producción por debajo de los valores nominales.

EXCEPCIÓN: Con datos de prueba revisados por el RDP y aceptados por revisión por pares, se permite usar  $\lambda_{\max}$  inferior a 1,2 y  $\lambda_{\min}$  superior a 0,85.

Las propiedades máximas y mínimas de análisis y diseño para cada dispositivo se determinarán de acuerdo con las Ecs. (18.2-4a) y (18.2-4b) para cada parámetro de modelado de la siguiente manera:

$$\text{Propiedad de diseño máxima} = \text{Propiedad de diseño nominal} \times \lambda_{\max}$$

(18.2-4a)

$$\text{Propiedad de diseño mínima} = \text{Propiedad de diseño nominal} \times \lambda_{\min}$$

(18.2-4b)

Se establecerá una propiedad máxima y mínima de análisis y diseño para cada parámetro de modelado según sea necesario para el método de análisis seleccionado. Los coeficientes máximos de velocidad, la rigidez, la resistencia y la disipación de energía se considerarán juntos como el caso máximo de análisis y diseño, y los coeficientes mínimos de velocidad, la resistencia, la rigidez y la disipación de energía se considerarán juntos como el caso mínimo de análisis y diseño.

Se establecerán propiedades máximas y mínimas separadas para cargas y desplazamientos correspondientes a las condiciones de nivel de diseño y las condiciones MCER.

18.2.4.6 Redundancia del Sistema de Amortiguación. Si se proporcionan menos de cuatro dispositivos de disipación de energía en cualquier piso de un edificio en cualquiera de las direcciones principales, o si se ubican menos de dos dispositivos a cada lado del centro de rigidez de cualquier piso en cualquiera de las direcciones principales, todos los dispositivos de disipación de energía deberán ser capaces de soportar desplazamientos iguales al 130% del desplazamiento máximo calculado en el dispositivo bajo MCER. Un dispositivo dependiente de la velocidad deberá ser capaz de soportar la fuerza y el desplazamiento asociados con una velocidad igual al 130% de la velocidad máxima calculada para ese dispositivo bajo MCER.

### 18.3 PROCEDIMIENTO DE HISTORIAL DE RESPUESTA

#### NO LINEAL

Las propiedades de rigidez y amortiguación de los dispositivos de amortiguación utilizados en los modelos se deben basar o verificar mediante pruebas de los dispositivos de amortiguación como se especifica en la Sección 18.6. Las características no lineales de fuerza-velocidad-desplazamiento de los dispositivos de amortiguación deben modelarse, según se requiera, para explicar explícitamente la dependencia del dispositivo con la frecuencia, la amplitud y la duración de la carga sísmica.

Un análisis de la historia de la respuesta no lineal debe utilizar un modelo matemático del sistema de resistencia a la fuerza sísmica y el sistema de amortiguamiento según lo dispuesto en esta sección. El modelo debe tener en cuenta directamente el comportamiento histerético no lineal de todos los miembros y conexiones que experimentan un comportamiento inelástico, de manera consistente con los datos de prueba de laboratorio aplicables. Los datos de prueba no deben extrapolarse más allá de los niveles de deformación probados. Si los resultados del análisis indican que puede ocurrir una degradación en la resistencia o rigidez del elemento, los modelos histeréticos deben incluir estos efectos.

**EXCEPCIÓN:** Si la fuerza calculada en un elemento del sistema de resistencia a la fuerza sísmica o el sistema de amortiguamiento no excede 1,5 veces su fuerza esperada usando el factor de reducción de fuerza  $\ddot{\gamma} = 1$ , se permite modelar ese elemento como lineal.

Para los sitios identificados como cercanos a la falla, cada par de componentes de movimiento horizontal del suelo se rotará a las direcciones de falla normal y paralela a la falla de las fallas causantes y se aplicará al modelo matemático en dicha orientación.

Para todos los demás sitios, no es necesario aplicar pares individuales de componentes de movimiento horizontal del suelo al modelo matemático en múltiples orientaciones.

El amortiguamiento inherente de la estructura no debe tomarse como mayor al 3% del crítico a menos que los datos de prueba consistentes con niveles de deformación en o justo por debajo del desplazamiento de fluencia efectivo del sistema de resistencia a la fuerza sísmica respalden valores más altos.

El análisis se realizará tanto en el sismo de diseño como en los niveles de sismo MCER. El análisis del terremoto de diseño no necesita incluir los efectos de la excentricidad accidental. Los resultados del análisis del terremoto de diseño se utilizarán para diseñar el sistema de resistencia a la fuerza sísmica. Los resultados del análisis MCER se utilizarán para diseñar el sistema de amortiguamiento.

**18.3.1 Modelado de dispositivos amortiguadores.** Los modelos matemáticos de los dispositivos de amortiguación dependientes del desplazamiento deben incluir el comportamiento histerético de los dispositivos de acuerdo con los datos de prueba y teniendo en cuenta todos los cambios significativos en la resistencia, la rigidez y la forma del bucle histerético. Los modelos matemáticos de los dispositivos de amortiguación dependientes de la velocidad deberán incluir el coeficiente de velocidad consistente con los datos de prueba. Si las propiedades del dispositivo amortiguador cambian con el tiempo y/o la temperatura, dicho comportamiento se modelará explícitamente. Los elementos flexibles de los dispositivos amortiguadores que conectan las unidades amortiguadoras a la estructura se incluirán en el modelo.

**EXCEPCIÓN:** Si se espera que las propiedades de los dispositivos de amortiguación cambien durante la duración del análisis del historial de respuesta, se permite que la respuesta dinámica esté envuelta por las propiedades máximas y mínimas del dispositivo de la Sección 18.2.4.5. Todos estos casos límite para las propiedades variables de los dispositivos deberán satisfacer las mismas condiciones que si el comportamiento dependiente del tiempo de los dispositivos estuviera explícitamente modelado.

**18.3.2 Excentricidad de masa accidental.** La excentricidad inherente resultante de la falta de simetría en la masa y la rigidez se tendrá en cuenta en el análisis MCER. Además, la excentricidad accidental consistente en el desplazamiento del centro de masa

desde la ubicación calculada por una cantidad igual al 5% de la dimensión del diafragma por separado en cada una de las dos direcciones ortogonales en cada nivel del diafragma se tendrá en cuenta en el análisis.

**EXCEPCIÓN:** Se permite tener en cuenta los efectos de la excentricidad accidental mediante el establecimiento de factores de amplificación sobre fuerzas, derivas y deformaciones que permitan que los resultados determinados a partir de un análisis utilizando solo la configuración del centro de masa calculado se escalen para limitar los resultados de todos los casos de masa excéntrica.

**18.3.3 Parámetros de respuesta.** Los valores máximos de cada parámetro de respuesta de interés se calcularán para cada movimiento del terreno utilizado para el análisis del historial de respuesta.

Los parámetros de respuesta deberán incluir las fuerzas, desplazamientos y velocidades (en el caso de dispositivos dependientes de la velocidad) en cada dispositivo de amortiguación discreto. Se permite utilizar para el diseño el valor promedio de un parámetro de respuesta de interés en el conjunto de movimientos sísmicos o MCER de diseño.

### 18.4 CONDICIONES DE CARGA SÍSMICA Y

#### CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA NO LINEALES PROCEDIMIENTO DE HISTORIAL DE RESPUESTA

Para el procedimiento de historial de respuesta no lineal de la Sección 18.3, el sistema de resistencia a la fuerza sísmica, el sistema de amortiguamiento, las condiciones de carga y los criterios de aceptación para los parámetros de respuesta de interés deben cumplir con los requisitos de las siguientes subsecciones.

**18.4.1 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas.** El sistema de resistencia a fuerzas sísmicas deberá satisfacer los requisitos de resistencia de la Sección 12.2.1 utilizando tanto

1. el cortante base sísmico,  $V_{min}$ , como se indica en la Sección 18.2.1.1, y
2. las demandas del análisis del historial de respuesta no lineal del terremoto de diseño.

Las derivas de piso se determinarán utilizando los movimientos de tierra MCER con el modelo combinado del sistema de resistencia a la fuerza sísmica y el sistema de amortiguamiento. Se incluirá la excentricidad accidental.

La deriva máxima en MCER no deberá exceder el 3%, ni los límites de deriva especificados en la Tabla 12.12-1 veces el menor de  $1.5R=Cd$  y  $1.9 \cdot Cd$  y  $R$  se tomarán de la Tabla 12.2-1 para la estructura del edificio en consideración.

**18.4.2 Sistema de Amortiguación.** Los dispositivos de amortiguamiento y sus conexiones deben dimensionarse para resistir las fuerzas, desplazamientos y velocidades de los movimientos del terreno MCER. Los elementos controlados por fuerza del sistema de amortiguamiento deben diseñarse para fuerzas sísmicas que se incrementen en un 20% de las correspondientes a la respuesta MCER promedio.

**18.4.3 Combinación de Efectos de Carga.** Los efectos sobre el sistema de amortiguamiento causados por las cargas de gravedad y las fuerzas sísmicas se combinarán de acuerdo con la Sección 12.4 usando el efecto de las fuerzas sísmicas horizontales, QE, excepto que QE se determinará de acuerdo con el análisis MCER. Cuando se usan combinaciones de carga que incluyen carga viva, se permite usar un factor de carga del 25% en la carga viva para el análisis del historial de respuesta no lineal. El factor de redundancia,  $\ddot{\gamma}$ , debe tomarse igual a 1,0 en todos los casos, y el efecto de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3, no necesita aplicarse al diseño del sistema de amortiguamiento.

18.4.4 Criterios de Aceptación de los Parámetros de Respuesta de Interés. Los componentes del sistema de amortiguamiento deben evaluarse según los criterios de diseño de resistencia de esta norma utilizando las fuerzas sísmicas y las condiciones de carga sísmica determinadas a partir de los análisis del historial de respuesta no lineal de MCER y el factor de reducción de resistencia  $\gamma=1.0$ .

## 18.5 REVISIÓN DEL DISEÑO

Una o más personas que posean conocimiento de los siguientes elementos deberán realizar una revisión de diseño independiente del sistema de amortiguación y los programas de prueba relacionados; un mínimo de un revisor deberá ser un profesional de diseño registrado. La revisión del diseño del sistema de amortiguación incluirá, entre otros, todo lo siguiente:

1. Criterios de diseño del proyecto, incluidos los espectros específicos del sitio y las historias de movimiento del suelo; 2. Diseño preliminar del sistema resistente a fuerzas sísmicas y del sistema de amortiguamiento, incluyendo la selección de los dispositivos y sus parámetros de diseño; 3. Revisión de los datos de prueba del fabricante y factores de modificación de propiedades para el fabricante y el dispositivo seleccionado;
4. Programa de prueba de prototipos (Sección 18.6.1); 5. Diseño final de todo el sistema estructural y análisis de soporte, incluido el modelado de los dispositivos de amortiguación para el análisis del historial de respuesta, si se realiza; y programa de pruebas de producción
6. Dispositivo amortiguador  
(Sección 18.6.2).

## 18.6 PRUEBAS

Las relaciones fuerza-velocidad-desplazamiento y las propiedades de amortiguamiento asumidas como propiedades nominales de diseño del dispositivo de amortiguamiento en la Sección 18.2.4.4 deben ser confirmadas por las pruebas realizadas de acuerdo con la Sección 18.6.1 o deben basarse en pruebas previas de dispositivos que cumplen con los requisitos de similitud de la Sección 18.6.1.3.

Las pruebas de prototipo especificadas en la Sección 18.6.1 se deben realizar para confirmar las propiedades de fuerza-velocidad-desplazamiento de los dispositivos de amortiguación asumidos para el análisis y diseño y para demostrar la robustez de los dispositivos individuales bajo condiciones sísmicas.

excitación. Estas pruebas se realizarán antes de la producción de dispositivos para la construcción.

Los requisitos de las pruebas de producción se especifican en Sección 18.6.2.

Las propiedades nominales del dispositivo determinadas a partir de la prueba del prototipo deben cumplir con los criterios de aceptación establecidos usando  $\gamma_{\text{spec}}$ ,  $\text{max}_{\text{b}}$  y  $\text{yo}_{\text{spec}}$  de la Sección 18.2.4.5, teniendo en cuenta las

Las propiedades nominales del dispositivo determinadas a partir de las pruebas de producción de la Sección 18.6.2 deberán cumplir con los criterios de aceptación establecidos usando  $\gamma_{\text{spec}}$ ,  $\text{max}_{\text{b}}$  y  $\text{yo}_{\text{spec}}$ ,  $\text{min}_{\text{b}}$  de la Sección 18.2.4.5.

Los procedimientos de fabricación y control de calidad utilizados para todos los prototipos y dispositivos de producción serán idénticos. Estos procedimientos deberán ser aprobados por el RDP antes de la fabricación de dispositivos prototipo.

**18.6.1 Pruebas de prototipos.** Las siguientes pruebas se deben realizar por separado en dos dispositivos amortiguadores de tamaño completo de cada tipo y tamaño utilizados en el diseño, en el orden que se indica a continuación.

Se permite el uso de tamaños representativos de cada tipo de dispositivo para las pruebas de prototipos, siempre que se cumplan las dos condiciones siguientes:

1. Los procedimientos de fabricación y control de calidad son idénticos para cada tipo y tamaño de dispositivo utilizado en la estructura.

2. Las pruebas de prototipos de tamaños representativos están aprobadas por el RDP responsable del diseño de la estructura.

Los especímenes de ensayo no se utilizarán para la construcción, a menos que estén aprobados por el RDP responsable del diseño de la estructura y cumplan con los requisitos para el prototipo y la producción.

**18.6.1.1 Registro de datos.** La relación fuerza-deflexión para cada ciclo de cada prueba se registrará electrónicamente.

**18.6.1.2 Secuencia y Ciclos de Prueba.** Para todas las siguientes secuencias de prueba, cada dispositivo de amortiguación debe estar sujeto a efectos de carga de gravedad y entornos térmicos representativos de la condición instalada. Para las pruebas sísmicas, se utilizará el desplazamiento en los dispositivos calculado para los movimientos de tierra MCER, denominado aquí como el desplazamiento máximo del dispositivo.

Antes de la secuencia de pruebas de prototipos definida en esta sección, se debe realizar una prueba de producción de acuerdo con la Sección 18.6.2, y los datos de esta prueba se deben usar como referencia para la comparación con pruebas posteriores en amortiguadores de producción.

1. Cada dispositivo de amortiguación debe estar sujeto al número de ciclos esperados en la tormenta de diseño, pero no menos de 2,000 ciclos continuos completamente invertidos de carga de viento. La carga de viento debe tener amplitudes esperadas en la tormenta de diseño y debe aplicarse a una frecuencia igual a la inversa del período fundamental de la estructura,  $1=T_1$ .

Se permite utilizar protocolos de carga alternativos, representativos de la tormenta de viento de diseño, que distribuyen el desplazamiento total del viento en sus componentes estáticos, seudoestáticos y dinámicos previstos.

**EXCEPCIÓN:** No es necesario someter los dispositivos de amortiguación a estas pruebas si no están sujetos a fuerzas o desplazamientos inducidos por el viento o si la fuerza del viento de diseño es menor que la fuerza de fluencia o deslizamiento del dispositivo.

2. Cada dispositivo de amortiguación debe llevarse a temperatura ambiente y cargarse con la siguiente secuencia de ciclos sinusoidales completamente invertidos a una frecuencia igual a  $1=0.15T_1$  p. un. Diez ciclos totalmente invertidos en el desplazamiento del dispositivo de disipación de energía correspondiente a 0,33 veces el desplazamiento del dispositivo MCER;

B. Cinco ciclos totalmente invertidos en el desplazamiento del dispositivo de disipación de energía correspondiente a 0,67 veces el desplazamiento del dispositivo MCER; C. Tres ciclos totalmente invertidos en el desplazamiento del dispositivo de disipación de energía correspondiente a 1,0 veces el desplazamiento del dispositivo MCER; y d. Cuando la prueba (c) produzca una fuerza en el dispositivo de disipación de energía que sea menor que la fuerza MCER en el dispositivo del análisis, la prueba (c) debe repetirse a una frecuencia que produzca una fuerza igual o mayor que la fuerza MCER del análisis.

3. Cuando las características del dispositivo amortiguador varíen con la temperatura de funcionamiento, las pruebas de la Sección 18.6.1.2, 2(a) a 2(d) se deben realizar en al menos un dispositivo, a un mínimo de dos temperaturas adicionales (mínima y máxima).), que abarcan el rango de temperatura de diseño.

**EXCEPCIÓN:** Se permite probar los dispositivos de amortiguación mediante métodos alternativos siempre que se cumplan todas las condiciones siguientes: a. Los métodos alternativos de prueba son equivalentes a los requisitos de prueba cíclica de esta sección. B. Los métodos alternativos capturan la dependencia de la respuesta del dispositivo amortiguador de la temperatura ambiente,

- frecuencia de carga y aumento de temperatura durante la prueba.
- C. Los métodos alternativos son aprobados por el RDP responsable para el diseño de la estructura.
4. Si las propiedades de fuerza-deformación del dispositivo de amortiguación en cualquier desplazamiento menor o igual al desplazamiento máximo del dispositivo cambian en más del 15% para cambios en la frecuencia de prueba de  $1=\delta 1.5T1P$  a  $2.5=T1$ , entonces las pruebas anteriores (2(a) a 2(c)) también se realizará a frecuencias iguales a  $1=T1$  y  $2.5=T1$ .

**EXCEPCIÓN:** Cuando la prueba dinámica a gran escala no es posible debido a las limitaciones de la máquina de prueba, se permite usar prototipos a escala reducida para calificar las propiedades dependientes de la velocidad de los dispositivos de amortiguación, siempre que se usen principios de escala y similitud en el diseño. de los dispositivos a escala reducida y el protocolo de ensayo.

**18.6.1.3 Prueba de dispositivos similares.** No es necesario realizar pruebas de prototipo en un dispositivo de amortiguación en particular si existe una unidad previamente probada en prototipo que cumple con todas las siguientes condiciones:

1. Tiene características dimensionales, construcción interna y presiones internas estáticas y dinámicas (si las hay) similares al dispositivo de amortiguación en cuestión; y 2. Es del mismo tipo y materiales que el dispositivo amortiguador en cuestión; y 3. Fue fabricado utilizando procedimientos de control de calidad y fabricación documentados idénticos que rigen el dispositivo de amortiguación en cuestión; y
4. Fue probado bajo carreras y fuerzas máximas similares para los requeridos del dispositivo de amortiguación en cuestión.

**18.6.1.4 Determinación de las características de fuerza-velocidad-desplazamiento.** Las características fuerza-velocidad-desplazamiento del dispositivo de amortiguación prototipo se deben basar en las pruebas de desplazamiento cíclico especificadas en la Sección 18.6.1.2 y todos los requisitos siguientes:

1. La fuerza máxima y la fuerza mínima con desplazamiento cero, la fuerza máxima y la fuerza mínima con desplazamiento máximo del dispositivo y el área del bucle de histéresis (Eloop) se calcularán para cada ciclo de deformación. Cuando sea necesario, la rigidez efectiva de un dispositivo de amortiguación se calculará para cada ciclo de deformación utilizando la ecuación. (17.8-1).
2. Las propiedades de prueba nominales del dispositivo de amortiguación para el análisis y diseño se basarán en el valor promedio de los primeros tres ciclos de prueba en un desplazamiento dado. Para cada ciclo de cada ensayo, se establecerán los factores lambda correspondientes (ensayo  $\bar{\gamma}$ ) para los efectos cílicos mediante la comparación de las propiedades nominales y por ciclo.
3. Los factores lambda ( $\bar{\gamma}$ ) para la velocidad y la temperatura se determinarán simultáneamente con los de los efectos cílicos cuando se disponga de datos de pruebas de prototipos a gran escala. Cuando estos efectos u otros similares se determinen a partir de ensayos separados, los factores lambda se establecerán mediante la comparación de las propiedades determinadas en las condiciones de ensayo del prototipo con las propiedades correspondientes determinadas en el rango de condiciones de ensayo aplicables al parámetro de variación de la propiedad.

**18.6.1.5 Idoneidad del dispositivo.** El rendimiento de un prototipo de dispositivo amortiguador se considerará adecuado si se cumplen todas las condiciones enumeradas a continuación. Los límites del 15% especificados en el siguiente texto pueden ser incrementados por el RDP

responsable del diseño de la estructura, siempre que se haya demostrado mediante análisis que el aumento del límite no tiene un efecto perjudicial sobre la respuesta de la estructura.

**18.6.1.5.1 Dispositivos de amortiguación dependientes del desplazamiento.** El rendimiento de los prototipos de dispositivos de amortiguación dependientes del desplazamiento se considerará adecuado si se cumplen todas las condiciones siguientes, según los ensayos especificados en el apartado 18.6.1.2 :

1. Para la Prueba 1, no hay signos de daño, incluidas fugas, cedencia o rotura.
2. Para las Pruebas 2, 3 y 4, la fuerza máxima y la fuerza mínima con desplazamiento cero para un dispositivo de amortiguación para cualquier ciclo no difieren en más del 15 % de las fuerzas máximas y mínimas promedio con desplazamiento cero calculadas a partir de todos los ciclos. ciclos en esa prueba a una frecuencia y temperatura específicas.
3. Para las Pruebas 2, 3 y 4, la fuerza máxima y la fuerza mínima en el desplazamiento máximo del dispositivo para un dispositivo de amortiguación para cualquier ciclo no difiere en más del 15% de las fuerzas máximas y mínimas promedio en el desplazamiento máximo del dispositivo como calculado a partir de todos los ciclos en esa prueba a una frecuencia y temperatura específicas.
4. Para las Pruebas 2, 3 y 4, el área del ciclo de histéresis (Eloop) de un dispositivo de amortiguación para cualquier ciclo no difiere en más del 15 % del área promedio del ciclo de histéresis calculado a partir de todos los ciclos en ese ciclo. prueba a una frecuencia y temperatura específicas.
5. Las fuerzas máximas y mínimas promedio en desplazamiento cero y desplazamiento máximo, y el área promedio del ciclo de histéresis (Eloop), calculado para cada prueba en la secuencia de Pruebas 2, 3 y 4, no debe diferir en más de 15% de los valores objetivo especificados por el PDR responsable del diseño de la estructura.
6. Las fuerzas máximas y mínimas medias en el desplazamiento cero y el desplazamiento máximo, y el área media del bucle de histéresis (Eloop), calculadas para la Prueba 2(c) deberán estar dentro de los límites especificados por el RDP, como se describe en el propiedades nominales y el factor lambda para la tolerancia de especificación ( $\bar{\gamma}_{\text{spec}}$ ,  $\text{minP}$  y  $\text{y0spec}$ ,  $\text{minP}$ ) de Sección 18.2.4.5.
7. Los factores lambda de ensayo para unidades amortiguadoras, determinados de acuerdo con la Sección 18.6.1.4, no deberán exceder los valores especificados por el RDP de acuerdo con la Sección 18.2.4.5.
8. Para la Prueba 1, no hay signos de daño, incluidas fugas, cedencia o rotura.
9. Para los dispositivos de amortiguación con rigidez dependiente de la velocidad, la rigidez efectiva de un dispositivo de amortiguación en cualquier ciclo de las Pruebas 2, 3 y 4 no difiere en más del 15 % de la rigidez efectiva promedio calculada a partir de todos los ciclos en que prueba a una frecuencia y temperatura específicas.
10. Para las Pruebas 2, 3 y 4, la fuerza máxima y la fuerza mínima con desplazamiento cero para un dispositivo de amortiguación para cualquier ciclo no difieren en más del 15 % de las fuerzas máximas y mínimas promedio con desplazamiento cero calculadas a partir de todos los ciclos. ciclos en esa prueba a una frecuencia y temperatura específicas.
11. Para las Pruebas 2, 3 y 4, el área del ciclo de histéresis (Eloop) de un dispositivo amortiguador para cualquier ciclo no difiere en más

del 15% del área promedio del bucle de histéresis calculado a partir de todos los ciclos en esa prueba a una frecuencia y temperatura específicas.

5. Las fuerzas medias máxima y mínima con desplazamiento cero, la rigidez efectiva (solo para dispositivos de amortiguación con rigidez) y el área media del bucle de histéresis (Eloop), calculados para el Ensayo 2(c), deben estar dentro de los límites especificados por el RDP, según lo descrito por las propiedades nominales y el factor lambda para la tolerancia de especificación ( $\ddot{y}_{\text{spec}}$ ,  $\text{maxP}$  y  $\ddot{y}_{\text{spec}}$ ,  $\text{minP}$ ) de la Sección 18.2.4.5.
6. Los factores lambda de prueba para las unidades amortiguadoras determinados de acuerdo con la Sección 18.6.1.4 no deben exceder los valores especificado por el RDP de acuerdo con la Sección 18.2.4.5.

**18.6.2 Pruebas de Producción.** Antes de la instalación en un edificio, los dispositivos de amortiguación deben probarse de acuerdo con los requisitos de esta sección.

El RDP deberá establecer un programa de prueba para los dispositivos de amortiguamiento de la producción. El programa de prueba validará las propiedades nominales probando el 100 % de los dispositivos durante tres ciclos a 0,67 veces la carrera MCER a una frecuencia igual a  $1=0,5T1\ddot{y}$ . Los valores medidos de las propiedades nominales deberán estar dentro de los límites previstos en las especificaciones del proyecto. Estos límites deberán estar de acuerdo con las tolerancias de especificación sobre las propiedades nominales de diseño establecidas en la Sección 18.2.4.5.

**EXCEPCIÓN:** Los dispositivos de amortiguación de producción no necesitan someterse a este programa de prueba si se puede demostrar por otros medios que sus propiedades cumplen con los requisitos de las especificaciones del proyecto. En tales casos, el PDR establecerá un programa alternativo para asegurar la calidad de los dispositivos amortiguadores instalados.

Este programa alternativo deberá incluir pruebas de producción de al menos un dispositivo de cada tipo y tamaño, a menos que se hayan realizado pruebas de prototipos específicas del proyecto en ese tipo y tamaño de dispositivo idéntico. Los dispositivos que experimenten una acción inelástica o que se dañen de otra manera durante esta prueba no se deben usar en la construcción.

## 18.7 PROCEDIMIENTOS ALTERNOS Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN CORRESPONDIENTES

Las estructuras analizadas por el procedimiento de espectro de respuesta deberán cumplir con los requisitos de las Secciones 18.7.1, 18.7.3 y 18.7.4.

Las estructuras analizadas por el procedimiento de fuerza lateral equivalente deben cumplir con los requisitos de las Secciones 18.7.2, 18.7.3 y 18.7.4.

**18.7.1 Procedimiento de espectro de respuesta.** Cuando se utilice el procedimiento de espectro de respuesta para analizar una estructura con un sistema de amortiguamiento, se aplicarán los requisitos de esta sección.

**18.7.1.1 Modelado.** Se debe construir un modelo matemático del sistema de resistencia a la fuerza sísmica y del sistema de amortiguamiento que represente la distribución espacial de la masa, la rigidez y el amortiguamiento en toda la estructura. El modelo y el análisis deberán cumplir con los requisitos de la Sección 12.9 para el sistema resistente a fuerzas sísmicas y con los requisitos de esta sección para el sistema de amortiguamiento. Las propiedades de rigidez y amortiguación de los dispositivos de amortiguación utilizados en los modelos se deben basar o verificar mediante pruebas de los dispositivos de amortiguación como se especifica en la Sección 18.6.

La rigidez elástica de los elementos del sistema de amortiguación distintos de los dispositivos de amortiguación debe modelarse explícitamente. La rigidez de los dispositivos de amortiguación se modelará según el tipo de dispositivo de amortiguación de la siguiente manera:

1. Para dispositivos de amortiguación dependientes del desplazamiento: Los dispositivos de amortiguación dependientes del desplazamiento se modelarán con una rigidez efectiva que represente la fuerza del dispositivo de amortiguación en

el desplazamiento de la respuesta de interés (p. ej., deriva de la historia del diseño). Alternativamente, se permite excluir la rigidez de los dispositivos de amortiguación por histéresis y fricción del análisis del espectro de respuesta siempre que las fuerzas de diseño en los dispositivos de amortiguación dependientes del desplazamiento, QDSD, se apliquen al modelo como cargas externas (Sección 18.7.4.5).

2. Para dispositivos amortiguadores dependientes de la velocidad: Los dispositivos amortiguadores dependientes de la velocidad que tengan un componente de rigidez (p. ej., dispositivos amortiguadores viscoelásticos) se modelarán con una rigidez efectiva correspondiente a la amplitud y frecuencia de interés.

### 18.7.1.2 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas

**18.7.1.2.1 Cortante base sísmico.** El cortante base sísmico,  $V$ , de la estructura en una dirección dada se determinará como la combinación de componentes modales,  $V_m$ , sujeto a los límites de la ecuación. (18.7-1):

$$V \leq V_{m\text{min}} \quad (18.7-1)$$

El cortante sísmico base,  $V$ , de la estructura se determinará mediante el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o la combinación cuadrática completa de los componentes modales del cortante base,  $V_m$ .

**18.7.1.2.2 Cortante base modal.** Cortante base modal del modo  $m$ th de vibración,  $V_m$ , de la estructura en la dirección de interés se determinará de acuerdo con las Ecs. (18.7-2a) y (18.7-2b):

$$V_m = C S_m W_m \quad (18.7-2a)$$

$$W_m = \sqrt{\sum_{i=1}^{n_m} \frac{X_n}{W_m} \frac{W_i^2}{Y_i^2}} \quad (18.7-2b)$$

donde

$C S_m$  = coeficiente de respuesta sísmica del  $m$ -ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés según se determina en la Sección 18.7.1.2.4 ( $m = 1$ ) o la Sección 18.7.1.2.6 ( $m > 1$ );  $W_m$  = peso sísmico efectivo del  $m$ -ésimo modo de vibración de la estructura;  $y_i$  = amplitud de desplazamiento en el  $i$ -ésimo nivel de la estructura en el  $m$ -ésimo modo de vibración en la dirección de interés, normalizado a la unidad en el nivel del techo.

**18.7.1.2.3 Factor Modal de Participación.** El factor de participación modal del  $m$ -ésimo modo de vibración,  $\ddot{y}_m$ , de la estructura en la dirección de interés se determinará de acuerdo con la Ec. (18.7-3):

$$\ddot{y}_m = \sqrt{\frac{W_m}{\sum_{i=1}^{n_m} \frac{X_n}{W_m} \frac{W_i^2}{Y_i^2}}} \quad (18.7-3)$$

**18.7.1.2.4 Coeficiente de Respuesta Sísmica del Modo Fundamental.**

El coeficiente de respuesta sísmica del modo fundamental ( $m = 1$ ),  $CS_1$ , en la dirección de interés se determinará de acuerdo con las Ecs. (18.7-4) y (18.7-5): Para  $T_1 D < T_S$ ,

$$CS_1 = \frac{R}{\sqrt{0.1 + \frac{1}{T_1^2 D^2}}} \quad (18.7-4)$$

Para DT1  $\ddot{y}$  TS,

$$CS_1 = \frac{R}{T_1 D \ddot{y}_0 B_1 D_p} \quad (18.7-5)$$

#### 18.7.1.2.5 Determinación del período del modo fundamental efectivo.

El período del modo fundamental efectivo ( $m = 1$ ) en el movimiento del suelo sísmico de diseño,  $T_{1D}$ , y en el movimiento del suelo MCER,  $T_{1M}$ , se basará en una consideración explícita de las características de deflexión de la estructura después de la fuerza de fluencia o se determinará de acuerdo con las Ecs .

(18.7-6) y (18.7-7):

$$DT_1 = T_1 \frac{\ddot{y}}{\mu D p} \quad (18.7-6)$$

$$T_{1M} = T_1 \frac{\ddot{y}}{\mu M_p} \quad (18.7-7)$$

18.7.1.2.6 Coeficiente de respuesta sísmica de modo superior. El coeficiente de respuesta sísmica de modo superior ( $m > 1$ ),  $CS_m$ , del  $m$ -ésimo modo de vibración ( $m > 1$ ) de la estructura en la dirección de interés se determinará de acuerdo con las Ecs. (18.7-8) y (18.7-9): Para  $T_m < TS$ ,

$$CS_m = \frac{R}{T_m \ddot{y}_0 B_m D} \quad (18.7-8)$$

Para  $T_m \geq TS$ ,

$$CS_m = \frac{R}{T_m \ddot{y}_0 B_m D_p} \quad (18.7-9)$$

donde

$T_m$  = período, en segundos, del  $m$ -ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección bajo consideración, y  $B_m D$  = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para amortiguamiento efectivo igual a  $\ddot{y}_m D$  y período de la estructura igual a  $T_m$ .

18.7.1.2.7 Fuerza lateral de diseño. La fuerza lateral de diseño en el nivel  $i$  causada por el  $m$ -ésimo modo de vibración,  $F_{im}$ , de la estructura en la dirección de interés se determinará de acuerdo con la ecuación. (18.7-10):

$$f_{im} = w_i \ddot{y}_m \frac{v_o}{W_m} V_m \quad (18.7-10)$$

Las fuerzas de diseño en los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas se determinarán mediante el SRSS o una combinación cuadrática completa de fuerzas de diseño modales.

18.7.1.3 Sistema de Amortiguación. Las fuerzas de diseño en los dispositivos de amortiguación y otros elementos del sistema de amortiguación deben determinarse sobre la base de los parámetros de respuesta de deflexión del piso, deriva del piso y velocidad del piso descritos en las siguientes secciones.

Los desplazamientos y velocidades utilizados para determinar las fuerzas máximas en los dispositivos de amortiguación en cada piso deberán tener en cuenta el ángulo de orientación de cada dispositivo desde la horizontal y considerar los efectos de una mayor respuesta causada por la torsión requerida para el diseño del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas.

Las deflexiones del piso en el nivel  $i$ ,  $\ddot{y}_i D$  y  $\ddot{y}_i M$ , las derivas de piso,  $\ddot{y}_D$  y  $\ddot{y}_M$ , y las velocidades de piso,  $\dot{y}_D$  y  $\dot{y}_M$ , deben calcularse tanto para los movimientos sísmicos de diseño como para los

MCER movimientos de tierra, respectivamente, de acuerdo con esta sección.

18.7.1.3.1 Deflexión del piso de diseño contra terremotos. La deflexión de la estructura causada por los movimientos sísmicos de diseño en el nivel  $i$  en el  $m$ -ésimo modo de vibración,  $\ddot{y}_m D$ , de la estructura en la dirección de interés se determinará de acuerdo con la ecuación. (18.7-11):

$$\ddot{y}_m D = D_m D \ddot{y}_m \quad (18.7-11)$$

La deflexión total de diseño en cada piso de la estructura se calculará mediante el SRSS o una combinación cuadrática completa de deflexiones sísmicas de diseño modal.

18.7.1.3.2 Desplazamiento del techo en caso de terremoto de diseño. Los desplazamientos fundamentales ( $m = 1$ ) y de modo superior ( $m > 1$ ) del techo causados por los movimientos sísmicos de diseño,  $D_1 D$  y  $D_m D$ , de la estructura en la dirección de interés se determinarán en de acuerdo con las Ecs. (18.7-12) y (18.7-13): Para  $m = 1$ ,

$$D_1 D = \frac{\ddot{y}_1}{B_1 D} \frac{SDST_2 1 D}{\text{gramo } 4^{1/2}} \quad , \quad DT_1 < ST \quad (18.7-12a)$$

$$D_1 D = \frac{\ddot{y}_1}{B_1 D} \frac{SDT_1 D}{\text{gramo } 4^{1/2}} \quad , \quad DT_1 \geq ST \quad (18.7-12b)$$

Para  $m > 1$ ,

$$D_m D = \frac{\ddot{y}_m D}{B_m D} \frac{SDT_1 m}{\text{gramo } 4^{1/2}} \quad , \quad DT_1 \geq ST \quad (18.7-13)$$

18.7.1.3.3 Diseñe la desviación de la historia del terremoto. La deriva del piso de diseño en el modo fundamental,  $\ddot{y}_1 D$ , y modos superiores,  $\ddot{y}_m D$  ( $m > 1$ ), de la estructura en la dirección de interés se debe calcular de acuerdo con la Sección 12.8.6 utilizando los desplazamientos modales del techo de la Sección 18.7.1.3.2 .

La desviación total del piso de diseño,  $\ddot{y}_D$ , se determinará mediante el SRSS o una combinación cuadrática completa de las derivas sísmicas de diseño modal.

18.7.1.3.4 Velocidad de la historia del terremoto de diseño. La velocidad del piso de diseño en el modo fundamental,  $\dot{y}_1 D$ , y modos superiores,  $\dot{y}_m D$  ( $m > 1$ ), de la estructura en la dirección de interés se calculará de acuerdo con las Ecs. (18.7-14) y (18.7-15):

$$\text{Para } m = 1, \dot{y}_1 D = \frac{\ddot{y}_1}{DT_1} \quad (18.7-14)$$

$$\text{Para } m > 1, \dot{y}_m D = \frac{\ddot{y}_m D}{T_m} \quad (18.7-15)$$

La velocidad total del piso de diseño,  $\dot{y}_D$ , será determinada por el SRSS o combinación cuadrática completa de velocidades de diseño modales.

18.7.1.3.5 Respuesta MCER. Deflexión de piso máxima modal total en el nivel  $i$ , valores de deriva de piso MCER y piso MCER

Tabla 18.7-1 Coeficiente de amortiguamiento,  $BV_{pl}$ ,  $B1D$ ,  $B1E$ ,  $BR$ ,  $B1M$ ,  $BmD$ ,  $BmM$  (donde el período de la estructura  $\bar{T}_0$ )

Amortiguación efectiva,  $\bar{\gamma}$  (porcentaje de crítica)  $BV_{pl}$ ,  $B1D$ ,  $B1E$ ,  $BR$ ,  $B1M$ ,  $BmD$ ,  $BmM$  (donde el período de la estructura  $\bar{T}_0$ )

$\bar{\gamma}_2$	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,8
40	2,1
50	2,4
60	2,7
70	3,0
80	3,3
90	3,6
$\bar{\gamma}_{100}$	4,0

los valores de velocidad deben basarse en las Secciones 18.7.1.3.1, 18.7.1.3.3 y 18.7.1.3.4, respectivamente, excepto que el desplazamiento del techo de diseño debe reemplazarse por el desplazamiento del techo MCER. El desplazamiento del techo MCER de la estructura en la dirección de interés se calculará de acuerdo con las Ecs. (18.7-16) a (18.7-17):

Para  $m = 1$ ,

$$D1M = \frac{\bar{\gamma}_1}{\text{gramo } 4\bar{\gamma}_2} \frac{\text{SMST}_2}{B1M} \frac{1M \bar{\gamma}}{\text{gramo } 4\bar{\gamma}_2} \frac{\bar{\gamma}_1}{B1E} \frac{\text{SMST}_2}{\text{gramo } 4\bar{\gamma}_2}, \quad T1M < TS \quad (18.7-16a)$$

$$D1M = \frac{\bar{\gamma}_1}{\text{gramo } 4\bar{\gamma}_2} \frac{\text{SM1T1M}}{B1M} \frac{\bar{\gamma}_1}{\text{gramo } 4\bar{\gamma}_2} \frac{\text{SM1T1}}{B1E}, \quad T1M \bar{\gamma} TS \quad (18.7-16b)$$

Para  $m > 1$ ,

$$DmM = \frac{\bar{\gamma}_m}{\text{gramo } 4\bar{\gamma}_2} \frac{\text{SM1Tm}}{BMM} \frac{\bar{\gamma}_m}{\text{gramo } 4\bar{\gamma}_2} \frac{\text{SMST}_2}{BMM} \quad (18.7-17)$$

donde  $BmM$  es un coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para un amortiguamiento efectivo igual a  $\bar{\gamma}_m$  y un período de la estructura igual a  $T_m$ .

18.7.2 Procedimiento de fuerza lateral equivalente. Cuando se utilice el procedimiento de fuerza lateral equivalente para diseñar una estructura con un sistema de amortiguamiento, se aplicarán los requisitos de esta sección.

18.7.2.1 Modelado. Los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas deben modelarse de manera consistente con los requisitos de la Sección 12.8. A los efectos del análisis, se considerará que la estructura está fija en la base.

Los elementos del sistema de amortiguamiento deben modelarse según se requiera para determinar las fuerzas de diseño transferidas desde los dispositivos de amortiguamiento tanto al suelo como al sistema de resistencia a la fuerza sísmica. Se modelará la rigidez efectiva de los dispositivos de amortiguamiento dependientes de la velocidad.

No es necesario modelar explícitamente los dispositivos de amortiguamiento siempre que el amortiguamiento efectivo se calcule de acuerdo con los procedimientos de la Sección 18.7.4 y se use para modificar la respuesta según lo requerido en las Secciones 18.7.2.2 y 18.7.2.3.

Las propiedades de rigidez y amortiguación de los dispositivos de amortiguación utilizados en los modelos se deben basar o verificar mediante pruebas de los dispositivos de amortiguación como se especifica en la Sección 18.6.

#### 18.7.2.2 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas

18.7.2.2.1 Cortante base sísmico. El cortante base sísmico,  $V$ , del sistema resistente a fuerzas sísmicas en una dirección dada se determinará como la combinación de las dos componentes modales,  $V1$  y  $VR$ , de acuerdo con la Ec. (18.7-18):

$$V = \frac{V_1 \bar{\beta}}{R q} V_2 \bar{\beta} \bar{\gamma} V_{min} \quad (18.7-18)$$

donde

$V1$  = valor de diseño del cortante base sísmico del modo fundamental en una dirección de respuesta dada, según se determina en la Sección 18.7.2.2.2;  
 $VR$  = valor de diseño del cortante base sísmico del modo residual en una dirección dada, según se determina en la Sección 18.7.2.2.6; y

$V_{min}$  = valor mínimo permisible de cortante base permitido para el diseño del sistema resistente a fuerzas sísmicas de la estructura en la dirección de interés, según se determina en la Sección 18.2.1.1.

18.7.2.2.2 Cortante básico en modo fundamental. El cortante base del modo fundamental,  $V1$ , se determinará de acuerdo con la ecuación. (18.7-19):

$$V1 = CS1W1 \quad (18.7-19)$$

donde

$CS1$  = el coeficiente de respuesta sísmica del modo fundamental, según se determina en la Sección 18.7.2.2.4 y

$W1$  = el peso sísmico del modo fundamental efectivo, incluidas las porciones de la carga viva definida por la ecuación. (18.7-2b) para  $m = 1$ .

18.7.2.2.3 Propiedades fundamentales del modo. La forma del modo fundamental,  $\bar{\gamma}_1$ , y el factor de participación,  $\bar{\gamma}_1$ , se determinarán mediante análisis dinámico usando las propiedades estructurales elásticas y las características de deformación de los elementos resistentes o usando las Ecs. (18.7-20) y (18.7-21):

$$\text{holo } \bar{\gamma}_1 = \frac{hn}{hi} \quad (18.7-20)$$

$$\bar{\gamma}_1 = \frac{W1}{Xn \frac{wi\bar{\gamma}_1}{yo=1}} \quad (18.7-21)$$

donde

$hi$  = la altura sobre la base hasta el nivel  $i$ ;  $hn$  = la altura estructural como se define en la Sección 11.2; y  $wi$  = la porción del peso sísmico efectivo total,  $W$ , ubicado en o asignado al nivel  $i$ .

El período fundamental,  $T1$ , se determinará ya sea mediante análisis dinámico usando las propiedades estructurales elásticas y las características de deformación de los elementos resistentes, o usando la ecuación. (18.7-22) como sigue:

$$T1 = 2\bar{\gamma} \frac{Xn \frac{wi\bar{\gamma}_2}{yo=1}}{gXn \frac{f\bar{\gamma}_1}{yo=1}} \quad (18.7-22)$$

donde

$$TR = 0.4T1 \quad (18.7-31)$$

$f_i$  = fuerza lateral en el nivel  $i$  de la estructura distribuida de acuerdo con la Sección 12.8.3 y  
 $\ddot{y}_i$  = deflexión elástica en el nivel  $i$  de la estructura causada por fuerzas laterales aplicadas  $f_i$ .

18.7.2.2.4 Coeficiente de Respuesta Sísmica del Modo Fundamental.  
El coeficiente de respuesta sísmica del modo fundamental, CS1, se determinará utilizando la ecuación. (18.7-23) o (18.7-24): Para  $T1D < TS$ ,

$$CS1 = \frac{R}{\ddot{y}B1D} FDS \quad (18.7-23)$$

Para  $DT1 \geq TS$ ,

$$CS1 = \frac{R}{T1D\ddot{y}B1D} SD1 \quad (18.7-24)$$

donde

$SDS$  = el parámetro de aceleración de la respuesta espectral de diseño en el rango de período corto  $SD1$  = el parámetro de aceleración de la respuesta espectral de diseño en un período de 1 s; y  $B1D$  = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para amortiguamiento efectivo igual a  $\ddot{y}_m D_m = 1P$  y período de la estructura igual a  $T1D$ .

18.7.2.2.5 Determinación del período del modo fundamental efectivo.  
El período de modo fundamental efectivo en el sismo de diseño,  $T1D$ , y en el MCER,  $T1M$ , se basará en la consideración explícita de las características de deflexión de la estructura después de la fuerza de fluencia o se calculará utilizando las Ecs. (18.7-25) y (18.7-26):

$$DT1 = T1 \frac{\mu D}{p} \quad (18.7-25)$$

$$T1M = T1 \frac{\mu M_p}{p} \quad (18.7-26)$$

18.7.2.2.6 Cortante base en modo residual. El cortante base en modo residual,  $VR$ , se determinará de acuerdo con la ecuación. (18.7-27):

$$VR = CSRWR \quad (18.7-27)$$

donde

$CSR$  = el coeficiente de respuesta sísmica de modo residual según se determina en la Sección 18.7.2.8 y

$WR$  = el peso modal residual efectivo de la estructura determinado usando la ecuación. (18.7-30).

18.7.2.2.7 Propiedades del Modo Residual. La forma del modo residual,  $\ddot{y}_iR$ , el factor de participación,  $\ddot{y}_R$ , el peso sísmico del modo residual efectivo de la estructura,  $WR$ , y el período efectivo,  $TR$ , se determinarán utilizando las Ecs. (18.7-28) a (18.7-31):

$$\ddot{y}_iR = \frac{1}{\ddot{y}} \frac{\ddot{y}_1 \ddot{y}_i \ddot{y}_1}{\ddot{y}_1} \quad (18.7-28)$$

$$\ddot{y}_R = 1 \frac{\ddot{y}}{\ddot{y}_1} \quad (18.7-29)$$

$$WR = W \frac{\ddot{y}}{\ddot{y}_1} \quad (18.7-30)$$

18.7.2.2.8 Coeficiente de Respuesta Sísmica en Modo Residual. El coeficiente de respuesta sísmica de modo residual,  $CSR$ , se determinará de acuerdo con la ecuación. (18.7-32):

$$CSR = \frac{R}{\ddot{y}BR} FDS \quad (18.7-32)$$

donde  $BR$  es un coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para un amortiguamiento efectivo igual a  $\ddot{y}_R$  y un período de la estructura igual a  $TR$ .

18.7.2.2.9 Fuerza lateral de diseño. La fuerza lateral de diseño en los elementos del sistema resistente a la fuerza sísmica en el nivel  $i$  causada por la respuesta de modo fundamental,  $F_{i1}$ , y la respuesta de modo residual,  $F_{iR}$ , de la estructura en la dirección de interés se determinará de acuerdo con las Ecs. (18.7-33) y (18.7-34):

$$F_{i1} = w_i \ddot{y}_i V_1 \quad (18.7-33)$$

$$F_{iR} = w_i \ddot{y}_i R \quad (18.7-34)$$

Las fuerzas de diseño en los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas se determinarán tomando el SRSS de las fuerzas causadas por los modos fundamental y residual.

18.7.2.3 Sistema de Amortiguación. Las fuerzas de diseño en los dispositivos de amortiguación y otros elementos del sistema de amortiguación deben determinarse sobre la base de los parámetros de respuesta de deflexión del piso, derivada del piso y velocidad del piso descritos en las siguientes secciones.

Los desplazamientos y velocidades utilizados para determinar las fuerzas máximas en los dispositivos de amortiguación en cada piso deberán tener en cuenta el ángulo de orientación de cada dispositivo desde la horizontal y considerar los efectos de una mayor respuesta causada por la torsión requerida para el diseño del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas.

Las deflexiones del piso en el nivel  $i$ ,  $\ddot{y}_iD$  y  $\ddot{y}_iM$ , las derivas de piso,  $\dot{y}_D$  y  $\dot{y}_M$ , y las velocidades de piso,  $\ddot{y}_D$  y  $\ddot{y}_M$  se calcularán tanto para los movimientos sísmicos de suelo de diseño como para los movimientos de suelo MCER, respectivamente, de acuerdo con las siguientes secciones .

18.7.2.3.1 Deflexión del piso de diseño contra terremotos. La deflexión de diseño total en cada piso de la estructura en la dirección de interés se calculará como el SRSS de las deflexiones de piso de modo fundamental y residual. Las deflexiones de modo fundamental y residual causadas por los movimientos sísmicos del suelo de diseño,  $\ddot{y}_iD$  y  $\ddot{y}_iRD$ , en el centro de rigidez del nivel  $i$  de la estructura en la dirección de interés se determinarán utilizando las Ecs. (18.7-35) y (18.7-36):

$$\ddot{y}_iD = D1D \ddot{y}_i \quad (18.7-35)$$

$$\ddot{y}_iRD = DRD \ddot{y}_i \quad (18.7-36)$$

donde

$D1D$  = desplazamiento de diseño en modo fundamental en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura en la dirección bajo consideración, Sección 18.7.2.3.2, y

$DRD$  = desplazamiento de diseño de modo residual en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura en la dirección considerada, Sección 18.7.2.3.2.

18.7.2.3.2 Desplazamiento del techo en caso de terremoto de diseño. Los desplazamientos de modo fundamental y residual causados por los movimientos sísmicos de diseño, D1D y D1R, en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura en la dirección de interés deben determinarse usando las Ecs. (18.7-37) y (18.7-38):

$$D1D = \frac{\ddot{y}_1}{\text{gramo } 4\ddot{y}_2} \frac{SDST2_1D}{B1D} \ddot{y} \quad \frac{\ddot{y}_1}{\text{gramo } 4\ddot{y}_2} \frac{SDST2}{B1E}, \quad DT1 < ST \quad (18.7-37a)$$

$$D1D = \frac{\ddot{y}_1}{\text{gramo } 4\ddot{y}_2} \frac{SD1T1D}{B1D} \ddot{y} \quad \frac{\ddot{y}_1}{\text{gramo } 4\ddot{y}_2} \frac{SD1T1}{B1E}, \quad DT1 \geq ST \quad (18.7-37b)$$

$$DRD = \frac{\ddot{y}_R}{\text{gramo } 4\ddot{y}_2} \frac{\ddot{y}}{BR} \quad \frac{\ddot{y}_R}{\text{gramo } 4\ddot{y}_2} \frac{SDST2R}{BR} \quad (18.7-38)$$

18.7.2.3.3 Diseñe la desviación de la historia del terremoto. Las derivas de la planta de diseño,  $\ddot{y}_D$ , en la dirección de interés se calcularán utilizando la ecuación. (18.7-39):

$$\ddot{y}_D = \frac{\ddot{y}_1^2}{RDq} D \ddot{y}_2 \quad (18.7-39)$$

donde

$\ddot{y}_1D$  = desviación del piso de diseño causada por el modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés y

$\ddot{y}_RD$  = desviación de la historia de diseño causada por el modo de vibración residual de la estructura en la dirección de interés.

Las derivas de piso de diseño modal,  $\ddot{y}_1D$  y  $\ddot{y}_RD$ , deben determinarse como la diferencia de las deflexiones en la parte superior e inferior del piso bajo consideración utilizando las deflexiones del piso de la Sección 18.7.2.3.1.

18.7.2.3.4 Velocidad de la historia del terremoto de diseño. Las velocidades del piso de diseño,  $\ddot{y}_D$ , en la dirección de interés se calcularán de acuerdo con las Ecs. (18.7-40) a (18.7-42):

$$\ddot{y}_D = \frac{\ddot{y}_1^2}{RDq} D \ddot{y}_2 \quad (18.7-40)$$

$$\ddot{y}_1D = \frac{\ddot{y}_1}{DT1} \quad (18.7-41)$$

$$\ddot{y}_RD = \frac{\ddot{y}_R}{TR} \quad (18.7-42)$$

donde

$\ddot{y}_1D$  = velocidad de piso de diseño causada por el modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés y  $\ddot{y}_RD$  = velocidad de piso de diseño causada por el modo de vibración residual de la estructura en la dirección de interés.

18.7.2.3.5 Respuesta MCER. Las deflexiones modales totales del piso MCER en el nivel i, las derivas máximas de piso y las velocidades máximas de piso se deben basar en las ecuaciones de las Secciones 18.7.2.3.1, 18.7.2.3.3 y 18.7.2.3.4, respectivamente, excepto que el diseño los desplazamientos del techo serán reemplazados por techo MCER

desplazamientos. Los desplazamientos del techo MCER se calcularán de acuerdo con las ecuaciones. (18.7-43) y (18.7-44):

$$D1M = \frac{\ddot{y}_1}{\text{gramo } 4\ddot{y}_2} \frac{SMST2M}{B1M} \ddot{y} \quad \frac{\ddot{y}_1}{\text{gramo } 4\ddot{y}_2} \frac{SMST2}{B1E}, \quad T1M < TS \quad (18.7-43a)$$

$$D1M = \frac{\ddot{y}_1}{\text{gramo } 4\ddot{y}_2} \frac{SM1T1M}{B1M} \ddot{y} \quad \frac{\ddot{y}_1}{\text{gramo } 4\ddot{y}_2} \frac{SM1T1}{B1E}, \quad T1M \geq TS \quad (18.7-43b)$$

$$GRD = \frac{\ddot{y}_R}{\text{gramo } 4\ddot{y}_2} \frac{SM1TR}{BR} \quad \frac{\ddot{y}_R}{\text{gramo } 4\ddot{y}_2} \frac{SMST2R}{BR} \quad (18.7-44)$$

donde

$SM1$  = el parámetro de aceleración de respuesta espectral MCER, 5% amortiguado, en un período de 1 s ajustado para efectos de clase de sitio como se define en la Sección 11.4.4;  $SMS$  = MCER, 5% amortiguado, parámetro de aceleración de respuesta espectral en períodos cortos ajustado para efectos de clase de sitio como se define en la Sección 11.4.4; y

$B1M$  = coeficiente numérico como se establece en la Tabla 18.7-1 para amortiguamiento efectivo igual a  $\ddot{y}_m M_{dm} = 1P$  y período de estructura igual a  $T1M$ .

18.7.3 Modificación de la respuesta amortiguada. Como se requiere en las Secciones 18.7.1 y 18.7.2, la respuesta de la estructura debe modificarse por los efectos del sistema de amortiguamiento.

18.7.3.1 Coeficiente de amortiguamiento. Cuando el período de la estructura sea mayor o igual a  $T0$ , el coeficiente de amortiguamiento será el prescrito en la Tabla 18.7-1. Cuando el período de la estructura sea menor que  $T0$ , el coeficiente de amortiguamiento se debe interpolar linealmente entre un valor de 1,0 en un período de 0 segundos para todos los valores de amortiguamiento efectivo y el valor en el período  $T0$  como se indica en la Tabla 18.7-1.

18.7.3.2 Amortiguamiento efectivo. El amortiguamiento efectivo en el desplazamiento de diseño,  $\ddot{y}_m D$ , y en el desplazamiento MCER,  $\ddot{y}_m M$ , del mismo modo de vibración de la estructura en la dirección bajo consideración se calculará usando las Ecs. (18.7-45) y (18.7-46):

$$\ddot{y}_m D = \ddot{y}_I + \ddot{y}_{Vm} \ddot{y}_D P - \ddot{y}_{HD} \quad (18.7-45)$$

$$\ddot{y}_m M = \ddot{y}_I + \ddot{y}_{Vm} \ddot{y}_M P - \ddot{y}_{HM} \quad (18.7-46)$$

donde

$\ddot{y}_{HD}$  = componente del amortiguamiento efectivo de la estructura en la dirección de interés causada por el comportamiento histerético posterior a la fluencia del sistema de resistencia a la fuerza sísmica y los elementos del sistema de amortiguamiento a la demanda de ductilidad efectiva,  $\ddot{y}_D$ ;  $\ddot{y}_{HM}$  = componente del amortiguamiento efectivo de la estructura en la dirección de interés causada por el comportamiento histerético posterior a la fluencia del sistema de resistencia a la fuerza sísmica y los elementos del sistema de amortiguamiento a la demanda de ductilidad efectiva,  $\ddot{y}_M$ ;  $\ddot{y}_I$  = componente de amortiguamiento efectivo de la estructura causado por la disipación inherente de energía por elementos de la estructura, en o justo por debajo del desplazamiento de fluencia efectivo del sistema de resistencia a la fuerza sísmica;

$\ddot{y}Vm$  = componente de amortiguamiento efectivo del m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés causada por la disipación viscosa de energía por el sistema de amortiguamiento, en o justo por debajo del desplazamiento de fluencia efectivo del sistema de resistencia a la fuerza sísmica;

$\ddot{y}D$  = demanda de ductilidad efectiva en el sistema resistente a la fuerza sísmica en la dirección de interés causada por los movimientos sísmicos del suelo de diseño; y  $\ddot{y}M$  = demanda de ductilidad efectiva en el sistema de resistencia a la fuerza sísmica en la dirección de interés causada por los movimientos del terreno MCER.

A menos que los datos del análisis o de la prueba respalden otros valores, la demanda de ductilidad efectiva de los modos de vibración más altos en la dirección de interés debe tomarse como 1,0.

18.7.3.2.1 Amortiguamiento inherente. El amortiguamiento inherente,  $\ddot{y}I$ , se basará en el tipo de material, la configuración y el comportamiento de la estructura y los componentes no estructurales que respondan dinámicamente a la fluencia o justo por debajo del sistema de resistencia a la fuerza sísmica. A menos que el análisis o los datos de prueba respalden otros valores, el amortiguamiento inherente se debe considerar como no mayor al 3 % del crítico para todos los modos de vibración.

18.7.3.2.2 Amortiguación histerética. El amortiguamiento histerético del sistema resistente a fuerzas sísmicas y los elementos del sistema de amortiguamiento se basará en pruebas o análisis o se calculará utilizando las Ecs. (18.7-47) y (18.7-48):

$$\ddot{y}HD = qH \cdot 0.64 \cdot \ddot{y}IP \cdot 1 \cdot \frac{1}{\mu D} \quad (18.7-47)$$

$$\ddot{y}HM = qH \cdot 0.64 \cdot \ddot{y}IP \cdot 1 \cdot \frac{1}{\mu M} \quad (18.7-48)$$

donde

$qH$  = factor de ajuste del bucle de histéresis, según se define en la Sección 18.7.3.2.2.1;  $\ddot{y}D$  = demanda de ductilidad efectiva en el sistema resistente a la fuerza sísmica en la dirección de interés causada por los movimientos sísmicos del suelo de diseño; y

$\ddot{y}M$  = demanda de ductilidad efectiva en el sistema de resistencia a la fuerza sísmica en la dirección de interés causada por los movimientos del terreno MCER.

A menos que los datos de análisis o de prueba respalden otros valores, la amortiguación histerética de los modos superiores de vibración en la dirección de interés se tomará como cero.

18.7.3.2.2.1 Factor de ajuste del bucle de histéresis. El cálculo del amortiguamiento histerético del sistema resistente a fuerzas sísmicas y los elementos del sistema de amortiguamiento deben considerar el pinzamiento y otros efectos que reducen el área del ciclo de histéresis durante ciclos repetidos de demanda sísmica. A menos que los datos de análisis o de prueba respalden otros valores, la fracción del área total del bucle histerético del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas utilizado para el diseño se debe tomar como igual al factor,  $qH$ , calculado usando la ecuación. (18.7-49):

$$TS \cdot qH = 0,67 \quad T_1 \quad (18.7-49)$$

donde

$TS$  = período definido por la relación,  $SD_1=SDS$  y  $T_1$  = período del modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés.

El valor de  $qH$  no debe tomarse mayor que 1.0 y necesita no debe tomarse como inferior a 0,5.

18.7.3.2.3 Amortiguación viscosa. El amortiguamiento viscoso del m-ésimo modo de vibración de la estructura,  $\ddot{y}Vm$ , se calculará utilizando las Ecs. (18.7-50) y (18.7-51):

$$\ddot{y}Vm = \frac{\sum_j \frac{W_{mj}}{4\ddot{y}W_m}}{X} \quad (18.7-50)$$

$$W_m = \frac{1}{2} X \sum_j F_{imj} \ddot{y}_{im} \quad (18.7-51)$$

donde

$W_{mj}$  = trabajo realizado por el j-ésimo dispositivo amortiguador en un ciclo completo de respuesta dinámica correspondiente al m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés en los desplazamientos modales,  $\ddot{y}_m$ ;  $W_m$  = energía de deformación máxima en el m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés en los desplazamientos modales,  $\ddot{y}_m$ ;  $F_{imj}$  = fuerza de inercia del modo  $m$  en el nivel  $i$ ; y  $\ddot{y}_{im}$  = deflexión del nivel  $i$  en el m-ésimo modo de vibración en el centro de rigidez de la estructura en la dirección considerada.

El amortiguamiento modal viscoso de los dispositivos de amortiguamiento dependientes del desplazamiento se basará en una amplitud de respuesta igual al desplazamiento de fluencia efectivo de la estructura.

El cálculo del trabajo realizado por los dispositivos amortiguadores individuales deberá considerar la orientación y participación de cada dispositivo con respecto al modo de vibración de interés. El trabajo realizado por los dispositivos de amortiguación individuales se debe reducir según sea necesario para tener en cuenta la flexibilidad de los elementos, incluidos pasadores, pernos, placas de refuerzo, extensiones de riostros y otros componentes que conectan los dispositivos de amortiguación a otros elementos de la estructura.

18.7.3.3 Demanda de Ductilidad Efectiva. La demanda de ductilidad efectiva en el sistema de resistencia a la fuerza sísmica causada por los movimientos de suelo sísmicos de diseño,  $\ddot{y}D$ , y causada por los movimientos de suelo MCER,  $\ddot{y}M$ , se calculará utilizando las Ecs. (18.7-52) a (18.7-54):

$$\ddot{y}D = D_1 D \cdot \ddot{y} \cdot 1,0 \quad (18.7-52)$$

$$\ddot{y}M = D_1 M \cdot \ddot{y} \cdot 1,0 \quad (18.7-53)$$

$$D_1 D = \frac{\ddot{y}0 C_d}{R} \cdot \frac{1}{\ddot{y}1 C S_1 T_2} \cdot 1 \quad (18.7-54)$$

donde

$D_1 D$  = desplazamiento de diseño en modo fundamental en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura en la dirección considerada, Sección 18.7.1.3.2 o 18.7.2.3.2;  $D_1 M$  = desplazamiento máximo del modo fundamental en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura en la dirección considerada, Sección 18.7.1.3.5 o 18.7.2.3.5;  $DY$  = desplazamiento en el centro de rigidez del nivel del techo de la estructura en el punto de fluencia efectivo del sistema resistente a fuerzas sísmicas;

R = coeficiente de modificación de respuesta de la Tabla 12.2-1; Cd = factor de amplificación de deflexión de la Tabla 12.2-1;  $\ddot{\gamma}_0$  = factor de sobrerresistencia de la Tabla 12.2-1;  $\ddot{\gamma}_1$  = factor de participación del modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.1.2.3 o 18.7.2.2.3 ( $m=1$ ); CS1 = coeficiente de respuesta sísmica del modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés, Sección 18.7.1.2.4 o 18.7.2.2.4 ( $m=1$ ); y T1 = período del modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés.

La demanda de ductilidad de diseño,  $\ddot{\gamma}_D$ , no debe exceder el valor máximo de la demanda de ductilidad efectiva,  $\ddot{\gamma}_{max}$ , dado en la Sección 18.7.3.4.

**EXCEPCIÓN:** Está permitido usar modelos no lineales como se describe en la Sección 18.3 para desarrollar una curva de fuerza-desplazamiento (empuje) del sistema de fuerza-resistencia sísmica. Se permite usar esta curva en lugar del desplazamiento de rendimiento efectivo, DY, de la ecuación. (18.7-54) para calcular demanda de ductilidad efectiva causada por los movimientos de suelo sísmicos de diseño,  $\ddot{\gamma}_D$ , y causada por los movimientos de suelo MCER,  $\ddot{\gamma}_M$ , en las Ecs. (18.7-52) y (18.7-53), respectivamente. En este caso, el valor de ( $R=Cd$ ) se tomará como 1.0 en las Ecs. (18.7-4), (18.7-5), (18.7-8) y (18.7-9).

**18.7.3.4 Demanda Máxima de Ductilidad Efectiva.** Para la determinación del factor de ajuste del ciclo de histéresis, el amortiguamiento histerético y otros parámetros, el valor máximo de la demanda de ductilidad efectiva,  $\ddot{\gamma}_{max}$ , debe calcularse utilizando las Ecs. (18.7-55) y (18.7-56): Para T1D  $\ddot{\gamma}_T S$ ,

$$\ddot{\gamma}_{max} = 0.5\% \delta R = \ddot{\gamma}_0 I_e b^2 p 1 \quad (18.7-55)$$

Para T1  $\ddot{\gamma}_T S$ ,

$$\ddot{\gamma}_{max} = R = \ddot{\gamma}_0 I_e b \quad (18.7-56)$$

donde

Ie = el Factor de Importancia determinado de acuerdo con Sección 11.5.1 y

T1D = período efectivo del modo fundamental de vibración de la estructura en el desplazamiento de diseño en la dirección considerada.

Para  $T_1 < TS < T_1D$ ,  $\ddot{\gamma}_{max}$  se determinará por interpolación lineal entre los valores de las Ecs. (18.7-55) y (18.7-56).

**18.7.4 Condiciones de carga sísmica y criterios de aceptación para los procedimientos RSA y ELF.** Las fuerzas y los desplazamientos de diseño determinados de acuerdo con el procedimiento de espectro de respuesta de la Sección 18.7.1 o el procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 18.7.2 deben verificarse utilizando los criterios de diseño de resistencia de esta norma y las condiciones de carga sísmica de la Sección 18.7.4.3.

El sistema de resistencia a la fuerza sísmica, el sistema de amortiguamiento, las condiciones de carga sísmica y los criterios de aceptación se ajustarán a las siguientes subsecciones.

**18.7.4.1 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas.** El sistema de resistencia a fuerzas sísmicas deberá satisfacer los requisitos de la Sección 12.2.1 utilizando fuerzas de diseño y cortante base sísmica determinadas de acuerdo con la Sección 18.7.1.2 o 18.7.2.2.

La deriva del piso de diseño,  $\ddot{\gamma}_D$ , según se determina en la Sección 18.7.1.3 o 18.7.2.3.3 no debe exceder ( $R=Cd$ ) veces la

deriva de piso permisible, según se obtiene de la Tabla 12.12-1, considerando los efectos de torsión como se requiere en la Sección 12.12.1.

**18.7.4.2 Sistema de Amortiguación.** El sistema de amortiguamiento deberá satisfacer los requisitos de la Sección 12.2.1 para las fuerzas sísmicas de diseño y las condiciones de carga sísmica determinadas de acuerdo con la Sección 18.7.4.3. Los elementos controlados por fuerza del sistema de amortiguamiento deben diseñarse para fuerzas sísmicas que se incrementen en un 20% de las correspondientes a la respuesta MCER promedio.

**18.7.4.3 Combinación de Efectos de Carga.** Los efectos sobre el sistema de amortiguamiento y sus componentes causados por cargas de gravedad y fuerzas sísmicas se combinarán de acuerdo con la Sección 12.4 usando el efecto de las fuerzas sísmicas horizontales, QE, determinado de acuerdo con la Sección 18.7.4.5. El factor de redundancia,  $\ddot{\gamma}$ , debe tomarse igual a 1,0 en todos los casos, y el efecto de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia de la Sección 12.4.3, no necesita aplicarse al diseño del sistema de amortiguamiento.

**18.7.4.4 Fuerzas de diseño del sistema de amortiguamiento modal.** Las fuerzas de diseño del sistema de amortiguamiento modal se deben calcular sobre la base del tipo de dispositivos de amortiguamiento y los desplazamientos y velocidades del piso de diseño modal determinados de acuerdo con la Sección 18.7.1.3 o 18.7.2.3.

Los desplazamientos y velocidades de piso de diseño modal se deben aumentar según sea necesario para abarcar los desplazamientos y velocidades de piso de diseño totales determinados de acuerdo con la Sección 18.3, donde se requiere que la respuesta máxima se confirme mediante un análisis del historial de respuesta.

Para dispositivos de amortiguamiento dependientes del desplazamiento: La fuerza sísmica de diseño en dispositivos de amortiguamiento dependientes del desplazamiento debe basarse en la fuerza máxima en el dispositivo en desplazamientos hasta e incluyendo la deriva del piso de diseño,  $\ddot{\gamma}_D$ .

Para dispositivos de amortiguamiento dependientes de la velocidad: La fuerza sísmica de diseño en cada modo de vibración en dispositivos de amortiguamiento dependientes de la velocidad debe basarse en la fuerza máxima en el dispositivo en velocidades hasta e incluyendo la velocidad de la historia de diseño para el modo de interés.

Los desplazamientos y velocidades utilizados para determinar las fuerzas de diseño en los dispositivos de amortiguación en cada piso deberán tener en cuenta el ángulo de orientación del dispositivo de amortiguación desde la horizontal y considerar los efectos de una mayor respuesta del piso causada por los movimientos de torsión.

**18.7.4.5 Condiciones de carga sísmica y combinación de respuestas modales.** La fuerza sísmica de diseño, QE, en cada elemento del sistema de amortiguamiento se tomará como la fuerza máxima de las siguientes tres condiciones de carga:

1. Etapa de máximo desplazamiento: La fuerza sísmica de diseño en la etapa de máximo desplazamiento se calculará de acuerdo con la ecuación. (18.7-57):

$$QE = \ddot{\gamma}_0 X \frac{QmSFRS}{\delta QmSFRS + 2r} \quad (18.7-57)$$

donde

QmSFRS = fuerza en un elemento del sistema de amortiguamiento igual a la fuerza sísmica de diseño del m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés y QDSD = fuerza en un elemento del sistema de amortiguamiento requerida para resistir las fuerzas sísmicas de diseño de desplazamiento-dispositivos de amortiguación dependientes.

Fuerzas sísmicas en elementos del sistema de amortiguamiento, QDSD, se calculará imponiendo fuerzas de diseño de

dispositivos de amortiguación dependientes del desplazamiento en la amortiguación sistema como fuerzas pseudoestáticas. Fuerzas sísmicas de diseño de Se deben aplicar dispositivos de amortiguación dependientes del desplazamiento tanto en direcciones positivas como negativas en el desplazamiento máximo de la estructura.

2. Etapa de máxima velocidad: Fuerza sísmica de diseño en la etapa de velocidad máxima se calculará de acuerdo con la ecuación. (18.7-58):

$$QE = \frac{X}{r_{\text{máx}}} \delta QmDSV \beta^2 \quad (18.7-58)$$

donde

$QmDSV$  = fuerza en un elemento del sistema de amortiguamiento requerida para resistir las fuerzas sísmicas de diseño de los dispositivos de amortiguamiento dependientes de la velocidad causadas por el  $m^{th}$  modo de vibración de la estructura en la dirección de interés.

Fuerzas modales de diseño sísmico en elementos de amortiguamiento sistema,  $QmDSV$  se calculará imponiendo diseño modal fuerzas de dispositivos dependientes de la velocidad en el no deformado sistema de amortiguamiento como fuerzas pseudoestáticas. Diseño sísmico modal Las fuerzas deben ser aplicadas en direcciones consistentes con la forma deformada del modo de interés. Restricción horizontal Las fuerzas se deben aplicar en cada nivel de piso  $i$  del sistema de amortiguamiento no deformado concurrentemente con las fuerzas de diseño en dispositivos de amortiguamiento dependientes de la velocidad tales que la horizontal el desplazamiento en cada nivel de la estructura es cero. En cada nivel del suelo  $i$ , las fuerzas de sujeción deben ser proporcionales y aplicado en la ubicación de cada punto de masa.

3. Etapa de aceleración máxima: Fuerza sísmica de diseño en la etapa de aceleración máxima se calculará en acuerdo con la Ec. (18.7-59):

$$QE = \frac{X}{r_{\text{máx}}} \delta CmFD \delta QmSFRS \beta CmFV QmDSV \beta^2 QDSD \quad (18.7-59)$$

Los coeficientes de fuerza,  $CmFD$  y  $CmFV$ , se determinarán a partir de las tablas 18.7-2 y 18.7-3, respectivamente, usando valores de amortiguamiento efectivo determinados de acuerdo con los siguientes requisitos:

Para respuesta en modo fundamental ( $m = 1$ ) en la dirección de interés, los coeficientes,  $C1FD$  y  $C1FV$ , se basarán en el exponente de velocidad,  $\bar{\gamma}$ , que relaciona la fuerza del dispositivo con velocidad del dispositivo amortiguador. El amortiguamiento efectivo del modo fundamental debe tomarse como igual al total efectivo amortiguamiento del modo fundamental menos la histerética componente de amortiguamiento ( $\bar{\gamma}1D$  o  $\bar{\gamma}HD$  o  $\bar{\gamma}1M$  o  $\bar{\gamma}HM$ ) en el nivel de respuesta de interés ( $\bar{\gamma} = \bar{\gamma}D$  o  $\bar{\gamma} = \bar{\gamma}M$ ).

Para modo superior ( $m > 1$ ) o respuesta de modo residual en la dirección de interés, los coeficientes,  $CmFD$  y  $CmFV$ , se basará en un valor de  $\bar{\gamma}$  igual a 1,0. el efectivo el amortiguamiento modal debe tomarse como igual al total efectivo amortiguamiento del modo de interés ( $\bar{\gamma}mD$  o  $\bar{\gamma}mM$ ). Para determinación del coeficiente  $CmFD$ , la demanda de ductilidad se tomará como igual a la del modo fundamental ( $\bar{\gamma} = \bar{\gamma}D$  o  $\bar{\gamma} = \bar{\gamma}M$ ).

Tabla 18.7-2 Coeficiente de fuerza,a,b CmFD

Eficaz Mojadura	$\bar{\gamma} \bar{\gamma} 1,0$				
	$\bar{\gamma} \bar{\gamma} 0,25$	$\bar{\gamma}=0,5$	$\bar{\gamma}=0,75$	$\bar{\gamma} \bar{\gamma} 1,0$	$CmFD = 1,0c$
$\bar{\gamma}0,05$	1,00	1,00	1,00	1,00	$\bar{\gamma} \bar{\gamma} 1,0$
0,1 0,2	1,00	1,00	1,00	1,00	$\bar{\gamma} \bar{\gamma} 1,0$
	1,00	0,95	0,94	0,93	$\mu \bar{\gamma} 1,1$
0,3	1,00	0,92	0,88	0,86	$\mu \bar{\gamma} 1,2$
0,4	1,00	0,88	0,81	0,78	$\mu \bar{\gamma} 1,3$
0,5	1,00	0,84	0,73	0,71	$\mu \bar{\gamma} 1,4$
0,6	1,00	0,79	0,64	0,64	$\mu \bar{\gamma} 1,6$
0,7	1,00	0,75	0,55	0,58	$\mu \bar{\gamma} 1,7$
0,8	1,00	0,70	0,50	0,53	$\mu \bar{\gamma} 1,9$
0,9	1,00	0,66	0,50	0,50	$\mu \bar{\gamma} 2,1$
$\bar{\gamma}1,0$	1,00	0,62	0,50	0,50	$\mu \bar{\gamma} 2,2$

<sup>a</sup> A menos que los datos de análisis o prueba respalden otros valores, el coeficiente de fuerza  $CmFD$  para sistemas viscoelásticos se tomará como 1,0.

<sup>b</sup> La interpolación se utilizará para valores intermedios del exponente de velocidad,  $\bar{\gamma}$ , y la demanda de ductilidad,  $\bar{\gamma}$ .

<sup>c</sup>  $CmFD$  se tomará igual a 1,0 para valores de demanda de ductilidad,  $\bar{\gamma}$ , mayores que o igual a los valores mostrados.

Tabla 18.7-3 Coeficiente de fuerza,a,b CmFV

Eficaz Mojadura	$\bar{\gamma} \bar{\gamma} 1,0$			
	$\bar{\gamma} \bar{\gamma} 0,25$	$\bar{\gamma}=0,5$	$\bar{\gamma}=0,75$	$\bar{\gamma} \bar{\gamma} 1,0$
$\bar{\gamma}0,05$	1,00	0,35	0,20	0,10
0,1	1,00	0,44	0,31	0,20
0,2	1,00	0,56	0,46	0,37
0,3	1,00	0,64	0,58	0,51
0,4	1,00	0,70	0,69	0,62
0,5	1,00	0,75	0,77	0,71
0,6	1,00	0,80	0,84	0,77
0,7	1,00	0,83	0,90	0,81
0,8	1,00	0,90	0,94	0,90
0,9	1,00	1,00	1,00	1,00
$\bar{\gamma}1,0$	1,00	1,00	1,00	1,00

<sup>a</sup> A menos que los datos de análisis o de prueba respalden otros valores, el coeficiente de fuerza  $CmFV$  para sistemas viscoelásticos se tomará como 1,0.

<sup>b</sup> La interpolación se utilizará para valores intermedios del exponente de velocidad,  $\bar{\gamma}$ .

18.7.4.6 Límites de respuesta inelástica. Elementos de la amortiguación se permite que el sistema exceda los límites de resistencia para las cargas de diseño siempre que se demuestre por análisis o prueba que cada uno de los siguientes se cumplen las condiciones:

- La respuesta inelástica no afecta negativamente a la amortiguación función del sistema.
- Elementos de fuerzas calculados de acuerdo con Sección 18.7.4.5, usando un valor de  $\bar{\gamma}0$  tomado como igual a 1,0, no excede la fuerza requerida para satisfacer la combinaciones de carga de la Sección 12.4.

## 18.8 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Consulte el Capítulo 23 para ver la lista de estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de esta norma para la medida a la que se hace referencia en este capítulo.

## CAPÍTULO 19

### INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SÍSMICO

#### 19.1 GENERALIDADES

19.1.1 Alcance. Se permite la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño y los desplazamientos correspondientes de la estructura para considerar los efectos de la interacción suelo-estructura (SSI) de acuerdo con esta sección. SSI se puede usar junto con el procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 19.2.1, los procedimientos de análisis dinámico lineal de la Sección 19.2.2 o el procedimiento de historial de respuesta no lineal de la Sección 19.2.3 cuando la estructura está ubicada en un sitio Clase C, D, E o F. Cuando se consideran los efectos de la interacción suelo-estructura, el modelo analítico de la estructura debe incorporar directamente la cimentación horizontal, vertical y rotacional y la flexibilidad del suelo. A los fines de esta sección, se deben considerar las estimaciones de los límites superior e inferior para la rigidez de los cimientos y del suelo según la Sección 12.13.3. Se utilizará para el diseño el caso que resulte en la menor reducción o mayor amplificación en los parámetros de respuesta.

Si se utilizan las disposiciones de este capítulo, no se aplicará la Sección 12.8.1.3.

19.1.2 Definiciones. Las siguientes definiciones se aplican a las disposiciones del Capítulo 19 y se suman a las definiciones presentadas en el Capítulo 11:

**PROMEDIO DE LA LOSA BASE:** SSI cinemática de un

cimentación (no empotrada) causada por la incongruencia de las olas sobre el área de la base.

**MOVIMIENTO DE ENTRADA DE FUNDACIÓN:** Movimiento que efectivamente excita la estructura y sus cimientos.

**MOVIMIENTO DE CAMPO LIBRE:** Movimiento en la superficie del suelo en ab sentido de la estructura y sus cimientos.

**SSI INERCIAL:** La interacción dinámica entre la estructura, sus cimientos y el suelo circundante causada por el movimiento de entrada de los cimientos.

**SSI CINEMÁTICO:** La modificación del movimiento del suelo en campo libre causado por ondas sísmicas incidentes no verticales e incoherencia espacial; la modificación produce el movimiento de entrada de la fundación.

**AMORTIGUACIÓN POR RADIAZIÓN:** La amortiguación en el sistema suelo-estructura causada por la generación y propagación de ondas lejos de la cimentación, que son causadas por desplazamientos dinámicos de la cimentación en relación con los desplazamientos de campo libre.

**AMORTIGUACIÓN DEL SUELO:** La amortiguación histerética (material) del suelo.

19.1.3 Símbolos. Los siguientes símbolos se aplican únicamente a las disposiciones del Capítulo 19 como se indica y se suman a los símbolos presentados en el Capítulo 11:

$a_0$  = frecuencia adimensional [Ecs. (19.3-11) y (19.3-21)]

$B$  = la mitad de la dimensión más pequeña de la base de la estructura

$B_{SSI}$  = el factor para ajustar el espectro de respuesta de diseño y el espectro de respuesta MCER de acuerdo con

Secciones 11.4.6 y 11.4.7 o un espectro de respuesta específico del sitio para relaciones de amortiguamiento distintas de 0.05 [Eq. (19.2-4)]  $b_e$  = tamaño efectivo de la cimentación [Ecs. (19.4-4) y (19.4-4si)]

$C_s$  = el coeficiente de respuesta sísmica determinado de acuerdo con la Sección 12.8.1.1 suponiendo una base estructural flexible en la interfaz cimentación-suelo de acuerdo con la Sección 19.1

$D_s$  = la profundidad de una capa blanda superpuesta a una capa rígida [Eq. (19.3-4)]  $e$  = profundidad de empotramiento de la cimentación  $G$  = módulo de corte efectivo derivado o aproximado con base en  $G_0$  y la Tabla 19.3-2  $G_0$  = módulo de corte promedio para los suelos debajo de la cimentación a niveles de deformación pequeños  $h$  = altura efectiva de la estructura

$K_{xx}, K_{rr}$  = rigidez rotacional de la cimentación [Ecs. (19.3-9) y (19.3-19)]

$K_y, K_r$  = rigidez fundamental traslacional [Ecs. (19.3-8) y (19.3-18)]

$L$  = la mitad de la dimensión mayor de la base de la estructura  $M$  = masa modal efectiva para el modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración

$R_{RSbsa}$  = factor de modificación espectral de respuesta específico del sitio para promedio de losa base [Eq. (19.4-1)]

$R_{RSe}$  = factor de modificación espectral de respuesta específico del sitio para el empotramiento de cimientos [Eq. (19.4-5)]

$r_f$  = radio de la fundación circular  $S_\sim =$  aceleración espectral de respuesta incluyendo los efectos de SSI [Ecs. (19.2-5) a (19.2-8)]

$T$  = período fundamental de la estructura determinado de acuerdo con la Sección 12.8.2 en base a una matemática

modelical con una condición de base fija. No se aplicará la limitación del límite superior de CuTa en el período fundamental de la Sección 12.8.2, y no se utilizará el período estructural aproximado,  $T_a$ ,  $T_\sim$  = período fundamental de la estructura usando un modelo con

una base flexible de acuerdo con la Sección 19.1.1. los

No se aplicará la limitación del límite superior de CuTa en el período fundamental de la Sección 12.8.2, y no se utilizará el período estructural aproximado,  $T_a$ .

$\delta T - \bar{y} T_{eff}$  = prolongación efectiva del período que depende de la esperada demanda de ductilidad,  $\bar{y}$  [Ec. (19.3-2)]

$T_{xx}, T_{rr}$  = período de traslación fundamental del sistema SSI [Ecs. (19.3-7) y (19.3-17)]

$T_y, T_r$  = período de traslación fundamental del sistema SSI [Ecs. (19.3-6) y (19.3-16)]

$V_\sim$  = cortante base ajustado por la interacción suelo-estructura [Eq. (19.2-1)]

$V_{\sim t}$  = cortante base ajustado para la interacción suelo-estructura determinada a través del análisis de espectro de respuesta modal vs = la velocidad de onda de corte efectiva promedio sobre una profundidad especificada en la Sección 19.3 y 19.4 específica para el efecto SSI que se calcula usando vso y la Tabla 19.3-1 o un estudio geotécnico específico del sitio vso = la velocidad promedio de la onda de corte para los suelos debajo de la cimentación a niveles de deformación pequeños ( $10\% \leq \delta \leq 100\%$ ) sobre una profundidad especificada en las Secciones 19.3 y 19.4 específica para el efecto SSI que se está calculando W = peso causado por la masa modal en el modo fundamental, o alternativamente, el peso sísmico efectivo de acuerdo con la Sección 12.7.2  $\bar{y}$  = coeficiente que explica la reducción del cortante base causada por el amortiguamiento de la cimentación SSI  $\bar{y}_{xx}$ ,  $\bar{y}_{rr}$  = factor adimensional, función de frecuencia adimensional,  $a_0$  [Ecs. (19.3-14) y (19.3-24)]  $\bar{y}$  = relación de amortiguamiento viscoso efectivo de la estructura, tomada como 5% a menos que el análisis justifique lo contrario  $\bar{y}_0$  = relación de amortiguamiento viscoso efectivo del sistema suelo-estructura, con base en la Sección 19.3.2 [ecuación (19.3-1)]  $\bar{y}_r$  = razón de amortiguamiento viscoso efectivo relacionada con la interacción cimentación-suelo [Eq. (19.3-3)]  $\bar{y}_{rd}$  = relación de amortiguamiento de radiación determinada de acuerdo con la Sección 19.3.3 o 19.3.4 [Ecs. (19.3-5) y (19.3-15)]  $\bar{y}_s$ ,  $\bar{y}_0$  = relación de amortiguamiento histerético del suelo determinada de acuerdo con la Sección 19.3.5  $\bar{y}_{xx}$ ,  $\bar{y}_{rr}$  = amortiguamiento rotacional de la cimentación [Ecs. (19.3-12) y (19.3-20)] la cimentación efectiva [Ecs. (19.3-10) y (19.3-20)]  $\bar{y}$  = el peso unitario promedio de los suelos sobre una profundidad de B por debajo de la base de la estructura

coeficiente

 $\bar{y}$  = demanda de ductilidad esperada

$\bar{y}$  = coeficiente de Poisson; se permite usar 0.3 para arena y 0.45 para suelos arcillosos  $\bar{y}$  = factor adimensional, función de la relación de Poisson [Ecs. (19.3-13) y (19.3-23)]

## 19.2 DEMANDAS ESTRUCTURALES AJUSTADAS SSI

19.2.1 Procedimiento de fuerza lateral equivalente. Para tener en cuenta los efectos de SSI utilizando un procedimiento estático lineal, el cortante base, V, determinado a partir de la ecuación. (12.8-1) se permite modificar de la siguiente manera:

$$V_{\sim} = V \bar{y} V \bar{y} \bar{y} V \quad (19.2-1)$$

$$C_{\sim s} \bar{y} V = C_s \bar{y} \frac{W}{BSSI} \quad (19.2-2)$$

$$\begin{aligned} \bar{y} &= 8.07 \quad \text{para } R \geq 3 \\ &< 0.5 \times R \bar{y} 15 \quad \text{para } 3 < R < 6.0,9 \\ &< 0.5 \times R \bar{y} 6 : \end{aligned} \quad (19.2-3)$$

$$BSSI = 4 \bar{y} \times 5.6 \bar{y} \ln(100 \bar{y} 0) \bar{y} \quad (19.2-4)$$

donde

$V_{\sim}$  = cortante base ajustado por SSI; V = el cortante base de la estructura de base fija calculado de acuerdo con la Sección 12.8.1; R = el factor de modificación de la respuesta en la Tabla 12.2-1;

$C_s$  = el coeficiente de respuesta sísmica determinado de acuerdo con la Sección 12.8.1.1 suponiendo una base estructural fija en la interfaz cimentación-suelo;  $C_{\sim s}$  = el coeficiente de respuesta sísmica determinado de acuerdo con la Sección 12.8.1.1 asumiendo la flexibilidad de la base estructural en la interfaz cimentación-suelo de acuerdo con la Sección 19.1.1 usando  $T_{\sim}$  como el período fundamental de la estructura en lugar del período fundamental período de la estructura, T, según lo determinado por la Sección 12.8.2; W = peso causado por la masa modal efectiva en el modo fundamental, tomado alternativamente como el peso sísmico efectivo de acuerdo con la Sección 12.7.2;  $\bar{y}$  = coeficiente que explica la reducción del cortante base

causado por el amortiguamiento de los cimientos SSI; y  $\bar{y}_0$  = la relación de amortiguamiento viscoso efectivo del sistema suelo-estructura, de acuerdo con la Sección 19.3.2.

La inclusión de efectos de interacción cinemática de acuerdo con la Sección 19.4 u otros métodos no está permitido con el procedimiento de fuerza lateral equivalente.

19.2.2 Análisis dinámico lineal. Para tener en cuenta los efectos de SSI, se permite realizar un análisis dinámico lineal de acuerdo con la Sección 12.9 usando el espectro de respuesta de diseño modificado SSI y el espectro de respuesta MCER de acuerdo con las Secciones 11.4.6 y 11.4.7 o SSI modificado

espectro de respuesta específico del sitio, según la Sección 19.2.2.1 o un espectro de respuesta específico del sitio modificado por SSI de acuerdo con la Sección 19.2.2.2 para la aceleración de la respuesta espectral,  $S_{\sim a}$ , versus el período estructural,  $T$ . La aceleración espectral de la respuesta resultante se dividirá por  $R_y$ , donde le se prescribe en la Sección 11.5.1.

El modelo matemático utilizado para el análisis dinámico lineal deberá incluir la flexibilidad de la cimentación y el suelo subyacente de acuerdo con la Sección 19.1.1.

La inclusión de efectos de interacción cinemática de acuerdo con la Sección 19.4 u otros métodos no está permitida con un procedimiento de análisis dinámico lineal.

La escala de las fuerzas laterales del análisis de respuesta modal debe estar de acuerdo con la Sección 12.9.1.4 con el cortante base calculado, V, reemplazado por el cortante base ajustado por SSI,  $V_{\sim}$ , determinado de acuerdo con la ecuación. (19.2-1) y el cortante base modal,  $V_t$ , reemplazado por el cortante base modal calculado con los efectos de SSI,  $V_{\sim t}$ .

El cortante base modal calculado con los efectos de SSI,  $V_{\sim t}$ , no será menor que  $\bar{y} V_t$ , donde  $\bar{y}$  se define en la ecuación. (19.2-3).

### 19.2.2.1 Espectro de respuesta de diseño general modificado SSI.

El espectro de respuesta de diseño general, que incluye los efectos de SSI que se utilizará con el procedimiento de análisis modal en la Sección 19.2.2, se debe desarrollar de la siguiente manera:

$$S_{\sim a} = \frac{5}{\bar{y}^2 \times \beta} \frac{T}{0.4 \times SDS BSSI TS} \quad (19.2-5)$$

para  $0 < T < T_0$ , y

$$S_{\sim a} = SDS \bar{y} BSSI \text{ para } T_0 \leq T \leq TS; y \quad (19.2-6)$$

$$S_{\sim a} = SD1 \bar{y} BSSI T \text{ para } TS < T \leq TL; y \quad (19.2-7)$$

$$S_{\sim a} = SD1T \bar{y} BSSI T \text{ para } T > TL \quad (19.2-8)$$

donde SDS y SD1 se definen en la Sección 11.4.5; TS,  $T_0$  y TL se definen en la Sección 11.4.6; T es el período en la ordenada del espectro de respuesta; y BSSI se define en la ecuación. (19.2-4).

19.2.2.2 Espectro de respuesta específico del sitio SSI. Se permite desarrollar un espectro de respuesta específico del sitio que incorpore modificaciones causadas por SSI de acuerdo con los requisitos del Capítulo 21. Se permite ajustar el espectro para la relación de amortiguamiento viscoso efectivo de  $\ddot{\gamma}_0$ , del sistema suelo-estructura, como definido en la Sección 19.3.2, en el desarrollo del espectro específico del sitio.

19.2.3 Procedimiento de historial de respuesta no lineal. Se permite dar cuenta de los efectos de SSI utilizando un análisis de historial de respuesta no lineal realizado de acuerdo con el Capítulo 16 utilizando historiales de aceleración escalados a un espectro de respuesta específico del sitio modificado para la interacción cinemática de acuerdo con la Sección 19.4 u otros métodos aprobados. El modelo matemático utilizado para el análisis deberá incluir la flexibilidad del suelo y de los cimientos según la Sección 19.1.1 y deberá incorporar explícitamente los efectos del amortiguamiento de los cimientos según la Sección 19.3 o mediante otros métodos aprobados. Se permite incluir los efectos de interacción cinemática según la Sección 19.4 en la determinación del espectro de respuesta específico del sitio.

El espectro de respuesta específico del sitio se debe desarrollar según los requisitos del Capítulo 21 con los siguientes requisitos adicionales:

1. Se permite ajustar el espectro para los efectos SSI cinemáticos multiplicando la ordenada de aceleración espectral en cada período por las relaciones de espectro de respuesta correspondientes para el promedio de la losa de base o el empotramiento o tanto el promedio de la losa de base como el empotramiento ( $RRS_{bsa} \times RRSe$ ) por Sección 19.4, o incorporando directamente uno o ambos de estos efectos en el desarrollo del espectro.
2. Para estructuras empotradas en el suelo, se permite que el espectro de respuesta específico del sitio se desarrolle a la profundidad del nivel de la base empotrada en lugar de a nivel. Para este caso, la relación de espectro de respuesta para efectos de empotramiento ( $RRSe$ ) se tomará como 1,0.
3. El espectro de respuesta específico del sitio modificado para la interacción cinemática no debe tomarse como inferior al 80% de  $S_a$  según lo determinado a partir de un espectro de respuesta específico del sitio de acuerdo con la Sección 21.3.
4. El espectro de respuesta específico del sitio modificado para la interacción cinemática no debe tomarse como inferior al 70% de  $S_a$  según lo determinado a partir del espectro de respuesta de diseño y el espectro de respuesta MCER de acuerdo con las Secciones 11.4.6 y 11.4.7.

### 19.3 EFECTOS DE AMORTIGUACIÓN DE LA FUNDACIÓN

19.3.1 Requisitos de amortiguamiento de cimientos. Se permite considerar los efectos del amortiguamiento de la cimentación mediante la incorporación directa del amortiguamiento histerético del suelo y el amortiguamiento por radiación en el modelo matemático de la estructura.

Los procedimientos de esta sección no se utilizarán para los siguientes casos:

1. Un sistema de cimentación que consta de zapatas discretas que no están interconectadas y que están espaciadas menos que la dimensión mayor del elemento resistente a la fuerza lateral soportado en la dirección en consideración.
2. Un sistema de cimentación que consiste en, o incluye, cimentaciones profundas como pilotes o pilares.
3. Un sistema de cimentación que consta de placas estructurales interconectadas por losas de concreto que se caracterizan como flexibles de acuerdo con la Sección 12.3.1.3 o que son no conectados continuamente a vigas de nivelación u otros elementos de cimentación.

19.3.2 Relación de Amortiguamiento Efectivo. Los efectos del amortiguamiento de la cimentación deben estar representados por la relación de amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura,  $\ddot{\gamma}_0$ , determinada de acuerdo con la Ec. (19.3-1):

$$\ddot{\gamma} \ddot{\gamma}_0 = \ddot{\gamma}_f \beta \frac{\delta T - \ddot{\gamma} T \beta}{2} \quad \ddot{\gamma} 0,20 \quad (19.3-1)$$

donde

$\ddot{\gamma}_f$  = relación efectiva de amortiguamiento viscoso relacionada con la interacción cimentación-suelo;  $\ddot{\gamma}$  = relación efectiva de amortiguamiento viscoso de la estructura, tomada como 5% a menos que el análisis justifique lo contrario;  $\delta T - \ddot{\gamma} T \beta$  = relación efectiva de alargamiento del período definida en la ecuación. (19.3-2).

La tasa de alargamiento efectivo del período se determinará en de acuerdo con la Ec. (19.3-2):

$$\frac{T_e}{T} = 1 + \beta \frac{\ddot{\gamma}}{\ddot{\gamma}_1} \quad \frac{T_e}{T}^2 = \frac{0,5}{\ddot{\gamma}_1} \quad (19.3-2)$$

donde

$\ddot{\gamma}$  = demanda de ductilidad esperada. Para los procedimientos de análisis de espectro de respuesta modal o fuerza lateral equivalente,  $\ddot{\gamma}$  es el cortante base máximo dividido por la capacidad cortante elástica base; alternativamente, se permite tomar  $\ddot{\gamma}$  como  $R \ddot{\gamma}_0$ , donde  $R$  y  $\ddot{\gamma}_0$  son según la Tabla 12.2-1. Para los procedimientos de análisis del historial de respuesta,  $\ddot{\gamma}$  es el desplazamiento máximo dividido por el desplazamiento de fluencia de la estructura medido en el punto más alto sobre el nivel del suelo.

Se permite determinar la relación de amortiguamiento de la cimentación causada por el amortiguamiento histerético de ~~radiación y amortiguamiento por~~ Ec. (19.3-3) o por otros métodos aprobados.

$$\ddot{\gamma} = \ddot{\gamma}_s \beta \frac{\delta T - \ddot{\gamma} T \beta}{2} \quad (19.3-3)$$

donde

$\ddot{\gamma}_s$  = relación de amortiguamiento histerético del suelo determinada de acuerdo con la Sección 19.3.5, y  $\delta T - \ddot{\gamma} T \beta$  = relación de amortiguamiento de radiación determinada de acuerdo con la Sección 19.3.3 o 19.3.4.

Si un sitio a más de una profundidad  $B$  o  $R$  por debajo de la base del edificio consta de una capa relativamente uniforme de profundidad,  $D_s$ , superpuesta a una capa muy rígida con una velocidad de onda de corte más del doble que la de la capa superficial y  $4D_s \ddot{\gamma}_s T - < 1$ , entonces los valores de amortiguamiento,  $\ddot{\gamma}$ , en Eq. (19.3-3) será reemplazado por  $\ddot{\gamma}_0$  s. por ecuación (19.3-4):

$$\ddot{\gamma}_s = \frac{4D_s}{vsT} \frac{4}{\ddot{\gamma}_s} \quad (19.3-4)$$

### 19.3.3 Amortiguamiento por radiación para cimentaciones rectangulares.

Los efectos del amortiguamiento por radiación para estructuras con una planta de cimentación angular recta deben estar representados por la relación de amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura,  $\ddot{\gamma}_r$ , determinada de acuerdo con la Ec. (19.3-5):

$$\ddot{\gamma}_r = \ddot{\gamma} \beta \frac{1}{\delta T - \ddot{\gamma} T \beta} \frac{1}{2} \quad (19.3-5)$$



$$\begin{aligned} \bar{y}_{rr} &= \frac{\delta_{yy} + 4\bar{p}_a}{2} - 0.025a_0 & a_0 & = 0.2a_{rr} & (19.3-22) \\ &= \frac{\delta_{Kry} + \bar{p}_a}{2} - 0.025a_0 & & & \\ &= \frac{2\delta_{yy}}{\delta_{1y} + 2\bar{p}_s} & & & (19.3-23) \\ &= \frac{0.35a_0}{\bar{y}_{rr} = 1.0 + 0.025a_0} & & & (19.3-24) \end{aligned}$$

donde

$r_f$  = radio de la cimentación circular;  $v_s$  = la velocidad de onda de corte efectiva promedio sobre una profundidad de  $r_f$  debajo de la base de la estructura determinada usando  $v_{so}$  y la Tabla 19.3-1 o un estudio específico del sitio;  $v_{so}$  = la velocidad media de la onda de corte de baja deformación sobre una profundidad de  $r_f$  por debajo de la base de la estructura;  $y = \bar{y}$  = el peso unitario promedio de los suelos sobre una profundidad de  $r_f$  por debajo de la base de la estructura.

19.3.5 Amortiguamiento del suelo. Los efectos del amortiguamiento histerético del suelo deben estar representados por la relación efectiva de amortiguamiento histerético del suelo,  $\bar{y}_s$ , determinada en base a un estudio específico del sitio. Alternativamente, se permite determinar  $\bar{y}_s$  de acuerdo con la Tabla 19.3-3.

#### 19.4 EFECTOS SSI CINEMÁTICOS

Se permite representar los efectos SSI cinemáticos mediante factores de modificación espectral de respuesta RRSbsa para promedio de losa de base y RRSe para empotramiento, que se multiplican por las ordenadas de aceleración espectral del espectro de respuesta en cada período. Los factores de modificación se calculan de acuerdo con las Secciones 19.4.1 y 19.4.2. Las modificaciones del espectro de respuesta para los efectos SSI cinemáticos solo se permiten para su uso con las disposiciones de análisis del historial de respuesta no lineal del Capítulo 16 utilizando el espectro de respuesta específico del sitio desarrollado de acuerdo con el Capítulo 21 y sujeto a las limitaciones de las Secciones 19.2.3, 19.4.1 y 19.4.2.

El producto de RRSbsa  $\times$  RRSe no será inferior a 0,7.

19.4.1 Promedio de losa base. Se permite la consideración de los efectos del promedio de la losa base a través del desarrollo de funciones de transferencia específicas del sitio que representan los efectos SSI cinemáticos esperados en el sitio para una configuración de cimentación dada.

Alternativamente, se permiten modificaciones para el promedio de la losa base usando los procedimientos de esta sección para los siguientes casos:

1. Todas las estructuras ubicadas en el Sitio Clase C, D o E; y

Tabla 19.3-3 Relación de amortiguamiento histerético del suelo,  $\bar{y}_s$

Aceleración pico efectiva, SDS  $\bar{y}_{2.5a}$

Clase de sitio	SDS $\bar{y}_{2.5}=0$	SDS $\bar{y}_{2.5}=0.1$	SDS $\bar{y}_{2.5}=0.4$	SDS $\bar{y}_{2.5} \geq 0.8$
C	0.01	0.01	0.03	0.05
D	0.01	0.02	0.07	0.15
mi	0.01	0.05	0.20	B
F	bbb			

<sup>a</sup> Use la interpolación de línea recta para valores intermedios de SDS $\bar{y}_{2.5}$ .

<sup>b</sup> Se realizarán investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica del sitio.

2. Estructuras que tengan esteras estructurales o elementos de cimentación interconectados con losas de concreto o que estén conectados continuamente con vigas de nivelación u otros elementos de cimentación de suficiente rigidez lateral para no ser caracterizado como flexible bajo los requisitos de la Sección 12.3.1.3.

El factor de modificación para el promedio de la losa base, RRSbsa, se determinará utilizando la ecuación. (19.4-1) para cada período requerido para el análisis.

$$RRSbsa = 0.25 + 0.75 \times \frac{1}{b^2 h^2} \exp(-2b^2) \quad 0 \leq b^2 h^2 \leq 1 \quad (19.4-1)$$

donde

$$Bsa = \frac{8(1 + b^2 h^2)^{10/0.0071}}{\left(\frac{1}{2}\exp(b^2 h^2)\right)^{16b^2}} \quad b^2 h^2 > 1 \quad (19.4-2)$$

$$b^2 h^2 = 0.00071 \times T \quad (19.4-3)$$

donde

$b^2 h^2$  = tamaño efectivo de la cimentación (pies),

$$b^2 h^2 = A_{base} / \bar{y} \approx 260 \text{ pies} \quad (19.4-4)$$

$$650 \leq b^2 h^2 \leq 1650$$

donde  $b^2 h^2$  está en ft<sup>2</sup>.

En unidades SI,

$$b^2 h^2 = 0.0023 \times T \quad (19.4-3.si)$$

donde

$b^2 h^2$  = tamaño efectivo de la cimentación (m),

$$b^2 h^2 = A_{base} / \bar{y} \approx 80 \text{ m} \quad (19.4-4.si)$$

$$200 \leq b^2 h^2 \leq 500$$

donde  $b^2 h^2$  está en m<sup>2</sup>:

$T$  = período de ordenadas del espectro de respuesta, que no debe tomarse como inferior a 0,20 s cuando se utiliza en la Ec. (19.4-3) o (19.4-3.si); y

$A_{base}$  = área de la base de la estructura [ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)].

19.4.2 Empotramiento. El espectro de respuesta se desarrollará con base en un estudio específico del sitio a la profundidad de la base de la estructura.

Alternativamente, se permiten modificaciones para el empotramiento utilizando los procedimientos de esta sección.

El factor de modificación por empotramiento, RRSe, se determinará utilizando (Ec. 19.4-5) para cada período requerido para el análisis.

$$RRSe = 0.25 + 0.75 \times \cos \left( \frac{2\pi e}{L} \right) \quad (19.4-5)$$

donde

$e$  = profundidad de empotramiento de la cimentación [pies (m)], no superior a 20 pies (6,1 m). Un mínimo del 75% de la huella de la cimentación deberá estar presente a la profundidad de empotramiento. La Fundación

el empotramiento para estructuras ubicadas en sitios inclinados será el empotramiento más superficial;  $v_s$  = la velocidad de onda de corte efectiva promedio para las condiciones del suelo del sitio, tomada como el valor promedio de la velocidad sobre la profundidad de empotramiento de la cimentación determinada utilizando  $v_{so}$  y la Tabla 19.3-1 o un estudio específico del sitio y no debe ser inferior a 650 ft/s (200 m/s);  $v_{so}$  = la velocidad promedio de la onda de corte de baja deformación sobre la profundidad de empotramiento de la cimentación; y

$T = \text{periodo de ordenadas del espectro de respuesta, que no debe tomarse como inferior a } 0,20 \text{ s cuando se utiliza en la Ec. (19.4-5).}$

#### 19.5 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Consulte el Capítulo 23 para obtener la lista de estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo.

## CAPÍTULO 20

### PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN DE SITIOS PARA DISEÑO SÍSMICO

#### 20.1 CLASIFICACIÓN DEL SITIO

El suelo del sitio debe clasificarse de acuerdo con la Tabla 20.3-1 y la Sección 20.3 con base en los 100 pies (30 m) superiores del perfil del sitio. Cuando los datos específicos del sitio no estén disponibles a una profundidad de 100 pies (30 m), el profesional de diseño registrado puede estimar las propiedades apropiadas del suelo al preparar el informe de investigación del suelo con base en las condiciones geológicas conocidas. Cuando las propiedades del suelo no se conozcan con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se debe usar la Clase de sitio D, sujeto a los requisitos de la Sección 11.4.4, a menos que la Autoridad competente o los datos geotécnicos determinen que los suelos Clase E o F del sitio son presentes en el sitio. Las Clases de sitio A y B no se deben asignar a un sitio si hay más de 10 pies (3,1 m) de suelo entre la superficie de la roca y la parte inferior de la zapata extendida o la base de la estera.

#### 20.2 ANÁLISIS DE RESPUESTA DEL SITIO PARA SITIO CLASE F TIERRA

Se debe proporcionar un análisis de respuesta del sitio de acuerdo con la Sección 21.1 para los suelos Clase F del sitio, a menos que se aplique alguna de las excepciones a la Sección 20.3.1 .

#### 20.3 DEFINICIONES DE CLASES DE SITIO

Los tipos de clase de sitio se asignarán de acuerdo con las definiciones provistas en la Tabla 20.3-1 y esta sección.

20.3.1 Sitio Clase F. Cuando se cumpla alguna de las siguientes condiciones, el sitio se clasificará como Sitio Clase F y se realizará un análisis de respuesta del sitio de acuerdo con la Sección 21.1.

1. Suelos vulnerables a posibles fallas o colapso bajo cargas sísmicas, tales como suelos licuables, arcillas rápidas y altamente sensibles y suelos colapsables débilmente cementados.

**EXCEPCIÓN:** Para estructuras que tienen períodos fundamentales de vibración iguales o menores a 0.5 s, no se requiere un análisis de respuesta del sitio para determinar aceleraciones espectrales para suelos licuables. Más bien, se permite determinar una clase de sitio de acuerdo con la Sección 20.3 y los valores correspondientes de Fa y Fv determinados a partir de las Tablas 11.4-1 y 11.4-2.

2. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas [ $H > 10$  pies ( $H > 3$  m)] de turba y/o arcilla altamente orgánica donde  $H$  = espesor del suelo.

3. Arcillas de muy alta plasticidad [ $H > 25$  pies ( $H > 7.6$  m) con  $PI > 75$ ] en un perfil de suelo que de otro modo se clasificaría como Sitio Clase D o E.

**EXCEPCIÓN:** No se requiere un análisis de respuesta del sitio para esta categoría de arcilla siempre que se cumplan los dos requisitos siguientes: (i) los valores de Fa y Fv son

obtenido de las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 para Sitio Clase D o E multiplicado por un factor que varía linealmente de 1.0 en  $PI = 75$  a 1.3 para  $PI = 125$  y es igual a 1.3 para  $PI > 125$ ; y (ii) los valores resultantes de SDS y SD1 obtenidos usando los factores escalados Fa y Fv no excedan los valores límite superiores para la Categoría de Diseño Sísmico B que se dan en las Tablas 11.6-1 y 11.6-2.

4. Arcillas muy gruesas blandas/medianamente rígidas [ $H > 120$  ft ( $H > 37$  m)] con  $su < 1000$  psf ( $su < 50$  kPa).

**EXCEPCIÓN:** No se requiere un análisis de respuesta del sitio para esta categoría de arcilla siempre que se cumplan los dos requisitos siguientes: (i) los valores de Fa y Fv se obtienen de las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 para la Clase de sitio E; y (ii) los valores resultantes de SDS y SD1 usando los factores Fa y Fv no excedan los valores del límite superior para la Categoría de Diseño Sísmico B que se dan en las Tablas 11.6-1 y 11.6-2.

20.3.2 Sitio de arcilla blanda Clase E. Cuando un sitio no califique según los criterios para el sitio Clase F y haya un espesor total de arcilla blanda de más de 10 pies (3 m) donde una capa de arcilla blanda está definida por  $su < 500$  psf ( $su < 25$  kPa),  $w \geq 40\%$  y  $PI > 20$ , se debe clasificar como Sitio Clase E.

20.3.3 Clases de sitio C, D y E. La existencia de suelos de clase de sitio C, D y E se clasificará usando uno de los siguientes tres métodos con  $v^s$ ,  $N^c$  y  $s^u$  calculados en todos los casos como se especifica en la Sección 20.4:

1.  $v^s$  para los 100 pies (30 m) superiores (método  $v^s$ ).
2.  $N^c$  para los 100 pies (30 m) superiores (método  $N^c$ ).
3.  $N^c_{ch}$  para capas de suelo sin cohesión ( $PI < 20$ ) en los 100 pies (30 m) superiores y  $s^u$  para capas de suelo cohesivas ( $PI > 20$ ) en los 100 pies (30 m) superiores (método  $s^u$ ). Cuando los criterios del sitio se asigne a la categoría con el suelo más blando.

20.3.4 Velocidad de la onda de corte para la clase de sitio B. La velocidad de la onda de corte para la roca, la clase de sitio B, debe medirse en el sitio o estimarse por un ingeniero geotécnico, un geólogo ingeniero o un sismólogo para rocas competentes con fracturación y meteorización moderadas. Las rocas más blandas y altamente fracturadas y meteorizadas deben medirse en el sitio para medir la velocidad de las ondas de corte o clasificarse como Sitio Clase C.

20.3.5 Velocidad de la onda de corte para la clase de sitio A. La categoría de roca dura, clase de sitio A, debe estar respaldada por la medición de la velocidad de la onda de corte ya sea en el sitio o en perfiles del mismo tipo de roca en la misma formación con un grado igual o mayor de meteorización y fracturamiento. Cuando se sabe que las condiciones de roca dura son continuas hasta una profundidad de 100 pies (30 m), se permite extrapolar las mediciones de la velocidad de la onda de corte superficial para evaluar  $v^s$ .

Tabla 20.3-1 Clasificación del Sitio

Clase de sitio	$v^s_s$	$N^- o N^-_{ch}$	$s_u$
A. Roca dura B.	> 5000 pies/s	N / A	N / A
Roca C. Suelo	2500 a 5000 pies / s	N / A	N / A
muy denso y roca blanda D. Suelo rígido E.	1200 a 2500 pies/s >50 golpes/pie 1000 a 2000 lb/pie <sup>2</sup>		> 2000 libras/pie <sup>2</sup>
Suelo arcilloso blando	600 a 1,200 pies/s 15 a 50 golpes/pie < 1,000 lb/ft <sup>2</sup>		
	< 600 pies/s <15 golpes/pie		
	Cualquier perfil con más de 10 pies de suelo que tenga las siguientes características:		
	— índice de plasticidad PI > 20, — Contenido de humedad w > 40 %, — Resistencia al corte sin drenaje $s_u < 500 \text{ lb/ft}^2$		
F. Suelos que requieren análisis de respuesta del sitio de acuerdo con la Sección 21.1		Consulte la Sección 20.3.1	

Nota: Para SI: 1 pie = 0,3048 m; 1 pie/s = 0,3048 m/s; 1 libra/pie<sup>2</sup> = 0,0479 kN /m<sup>2</sup>.

#### 20.4 DEFINICIONES DE PARÁMETROS DE CLASE DE SITIO

Las definiciones presentadas en esta sección se aplicarán a la parte superior 100 pies (30 m) del perfil del sitio. Perfiles que contienen suelo distinto y las capas de roca se subdividirán en aquellas capas designadas por un número que va de 1 a n en la parte inferior donde hay un total de n capas distintas en los 100 pies (30 m) superiores. donde algunos de las n capas son cohesivas y otras no, k es el número de capas cohesivas y m es el número de capas sin cohesión. los el símbolo i se refiere a cualquiera de las capas entre 1 y n.

20.4.1  $v^s_s$  , Velocidad media de onda cortante.  $v^s_s$  será determinado de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$v^s_s = \frac{\sum_{y=1}^{y=1} X_n di}{\sum_{y=1}^{y=1} X_n V_{si}} \quad (20.4-1)$$

donde

$di$  = el espesor de cualquier capa entre 0 y 100 pies (30 m);  
 $V_{si}$  = la velocidad de la onda de corte en ft/s (m/s); y  $di$  =  $P_{y=1} 100$  pies (30 m).

20.4.2  $N^-$  , resistencia de penetración estándar de campo promedio y  $N^-_{ch}$  , Resistencia a la penetración estándar promedio para Capas de suelo sin cohesión.  $N^-$  y  $N^-_{ch}$  se determinará en acuerdo con las siguientes fórmulas:

$$N^- = \frac{\sum_{y=1}^{y=1} X_n di}{\sum_{y=1}^{y=1} X_n Ni} \quad (20.4-2)$$

donde  $Ni$  y  $di$  en la ecuación. (20.4-2) son para suelo sin cohesión, cohesivo suelos y capas de rocas.

$$N^-_{ch} = \frac{ds}{\sum_{y=1}^{y=1} X_m Ni} \quad (20.4-3)$$

donde  $Ni$  y  $di$  en la ecuación. (20.4-3) son para capas de suelo sin cohesión solo y

$$\sum_{y=1}^{y=1} X_m di = ds$$

donde

$ds$  es el espesor total de las capas de suelo sin cohesión en la parte superior 100 pies (30 m).  
 $Ni$  es la resistencia a la penetración estándar (ASTM D1586) que no supere los 100 golpes/pie (305 golpes/m) medidos directamente en el campo sin correcciones.

Cuando se cumpla la negativa para una capa de roca,  $Ni$  se tomará como 100 golpes/pie (305 golpes/m).

20.4.3  $s_u$  , Resistencia promedio al corte sin drenaje. tú serás determinado de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$s_u = \frac{\sum_{y=1}^{y=1} X_m di}{\sum_{y=1}^{y=1} X_m Ni} \quad (20.4-4)$$

donde

$ds$  = el espesor total de las capas cohesivas del suelo en la parte superior 100 pies (30 m);  
 $dc$  = el contenido de humedad en porcentaje determinado en acuerdo con ASTM D2216;  
 $PI$  = el índice de plasticidad determinado de acuerdo con ASTM D4318;  
 $w$  = el contenido de humedad en porcentaje determinado en acuerdo con ASTM D2216; y  
 $sui$  = la resistencia al corte no drenada en libras por pie cuadrado (kPa), para no supere los 5000 psf (240 kPa) según lo determinado de acuerdo con las normas ASTM D2166 o ASTM D2850.

#### 20.5 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Consulte el Capítulo 23 para ver la lista de estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de esta norma para la medida a la que se hace referencia en este capítulo.

## CAPÍTULO 21

### PROCEDIMIENTOS DE MOVIMIENTO DEL SUELO ESPECÍFICOS DEL SITIO PARA EL DISEÑO SÍSMICO

#### 21.1 ANÁLISIS DE RESPUESTA DEL SITIO

Los requisitos de la Sección 21.1 deberán cumplirse cuando se realice un análisis de respuesta del sitio o sea requerido por la Sección 11.4.7. El análisis se documentará en un informe.

21.1.1 Movimientos básicos del suelo. Se debe desarrollar un espectro de respuesta MCER para lecho rocoso, usando el procedimiento de las Secciones 11.4.6 o 21.2. A menos que se lleve a cabo un análisis de riesgo de movimiento del suelo específico del sitio descrito en la Sección 21.2, el espectro de respuesta de la roca MCER se debe desarrollar usando el procedimiento de la Sección 11.4.6, suponiendo que el sitio es de Clase B. Si el lecho rocoso consiste en un sitio de Clase A, el espectro se debe ajustarse usando los coeficientes del sitio en la Sección 11.4.3 a menos que otros coeficientes del sitio

se pueda justificar. Se seleccionarán al menos cinco historiales de tiempo de aceleración del movimiento horizontal del suelo registrados o simulados de eventos que tengan magnitudes y distancias de falla que sean consistentes con aquellos que controlan el movimiento del suelo MCER.

Cada historial de tiempo seleccionado se escalará de modo que su espectro de respuesta sea, en promedio, aproximadamente al nivel del espectro de respuesta de la roca MCER durante el rango de período de importancia para la respuesta estructural.

21.1.2 Modelado de la condición del sitio. Se debe desarrollar un modelo de respuesta del sitio basado en velocidades de ondas de corte de baja deformación, relaciones esfuerzo-deformación de corte no lineales o lineales equivalentes y pesos unitarios. Las velocidades de ondas de corte de baja deformación se determinarán a partir de mediciones de campo en el sitio o de mediciones de suelos similares en las cercanías del sitio. Las relaciones esfuerzo-deformación unitaria no lineales o lineales equivalentes y los pesos unitarios se seleccionarán sobre la base de pruebas de laboratorio o relaciones publicadas para suelos similares. Se estimarán las incertidumbres en las propiedades del suelo. Cuando los perfiles de suelo muy profundos hacen que el desarrollo de un modelo de suelo para el lecho rocoso no sea práctico, se permite terminar el modelo donde la rigidez del suelo es al menos tan grande como los valores utilizados para definir la Clase de Sitio D en el Capítulo 20. En tales casos, el Espectro de respuesta de MCER y las historias de tiempo de aceleración del movimiento base desarrollado en la Sección 21.1.1 deben ajustarse hacia arriba utilizando los coeficientes del sitio en la Sección 11.4.3 de acuerdo con la clasificación de los suelos en la base del perfil.

21.1.3 Análisis de respuesta del sitio y resultados computados. Los historiales de tiempo de movimiento del suelo base se deben ingresar al perfil del suelo como movimientos de afloramiento. Usando técnicas computacionales apropiadas que traten las propiedades no lineales del suelo de una manera no lineal o lineal equivalente, se determinará la respuesta del perfil del suelo y se calcularán las historias temporales del movimiento del suelo en la superficie. Se calcularán las relaciones de los espectros de respuesta amortiguados del 5 % de los movimientos superficiales del suelo con respecto a los movimientos básicos del suelo recomendado no debe ser inferior a la respuesta MCER.

espectro del movimiento de la base multiplicado por las proporciones espectrales de respuesta promedio de superficie a base (calculadas período por período) obtenidas de los análisis de respuesta del sitio. Los movimientos superficiales del suelo recomendados que resulten del análisis deberán reflejar la consideración de la sensibilidad de la respuesta a la incertidumbre en las propiedades del suelo, la profundidad del modelo del suelo y los movimientos de entrada.

#### 21.2 ANÁLISIS DE LA PELIGROSIDAD DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO MÁXIMO CONSIDERADO EN FUNCIÓN DEL RIESGO

Los requisitos de la Sección 21.2 se deben cumplir cuando se realiza un análisis de riesgo de movimiento del suelo o lo requiere la Sección 11.4.7. El análisis de riesgo de movimiento del suelo deberá tener en cuenta el entorno tectónico regional, la geología y la sismicidad; las tasas de recurrencia esperadas y las magnitudes máximas de los terremotos en fallas conocidas y zonas de origen; las características de la atenuación del movimiento del suelo cerca de los efectos de la fuente, si los hubiere, en los movimientos del suelo; y los efectos de las condiciones del sitio del subsuelo en los movimientos del suelo. Las características de las condiciones del sitio del subsuelo se considerarán utilizando relaciones de atenuación que representen la geología regional y local o de acuerdo con la Sección 21.1. El análisis incorporará las interpretaciones sísmicas actuales, incluidas las incertidumbres de los modelos y los valores de los parámetros de las fuentes sísmicas y los movimientos del suelo. Si las aceleraciones de respuesta espectral predichas por las relaciones de atenuación no representan la respuesta máxima en el plano horizontal, las aceleraciones espectrales de respuesta calculadas a partir del análisis de riesgos se escalarán por factores para aumentar los movimientos hasta la respuesta máxima. Si las relaciones de atenuación predicen la media geométrica o una métrica similar de las dos componentes horizontales, entonces los factores de escala serán 1,1 para períodos menores o iguales a 0,2 s, 1,3 para un período de 1,0 s y 1,5 para períodos mayores o iguales a 0,2 s, igual a 5,0 s, a menos que pueda demostrarse que otros factores de escala representan más fielmente la respuesta máxima, en el plano horizontal, a la media geométrica de las componentes horizontales. Los factores de escala entre estos períodos se obtendrán por interpolación lineal.

El análisis se documentará en un informe.

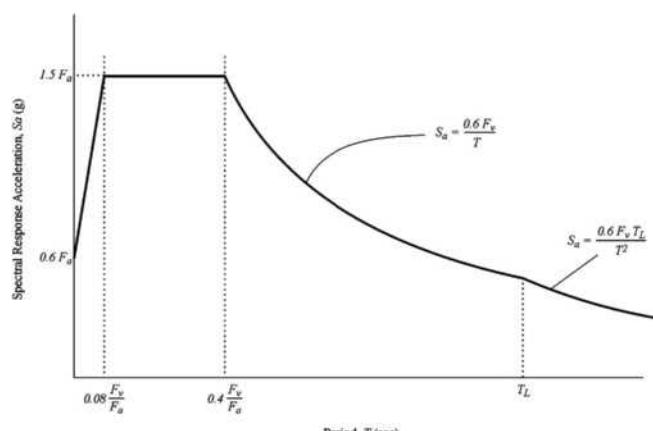
21.2.1 Movimientos terrestres probabilísticos (MCER). Las aceleraciones de respuesta espectral probabilística se tomarán como las aceleraciones de respuesta espectral en la dirección de la respuesta horizontal máxima representada por un espectro de respuesta de aceleración amortiguado del 5 % que se espera alcance una probabilidad de colapso del 1 % en un período de 50 años. A los efectos de esta norma, las ordenadas del espectro de respuesta probabilística del movimiento del suelo se determinarán mediante el Método 1 de la Sección 21.2.1.1 o el Método 2 de la Sección 21.2.1.2.

**21.2.1.1 Method 1.** At each spectral response period for which the acceleration is computed, ordinates of the probabilistic ground motion response spectrum shall be determined as the product of the risk coefficient,  $C_R$ , and the spectral response acceleration from a 5% damped acceleration response spectrum that has a 2% probability of exceedance within a 50-year period. The value of the risk coefficient,  $C_R$ , shall be determined using values of  $C_{RS}$  and  $C_{R1}$  from Figs. 22-18 and 22-19, respectively. At spectral response periods less than or equal to 0.2 s,  $C_R$  shall be taken as equal to  $C_{RS}$ . At spectral response periods greater than or equal to 1.0 s,  $C_R$  shall be taken as equal to  $C_{R1}$ . At response spectral periods greater than 0.2 s and less than 1.0 s,  $C_R$  shall be based on linear interpolation of  $C_{RS}$  and  $C_{R1}$ .

**21.2.1.2 Method 2.** At each spectral response period for which the acceleration is computed, ordinates of the probabilistic ground motion response spectrum at each period shall achieve a 1% probability of collapse within a 50-year period for a collapse fragility that has (1) a 10% probability of collapse at said ordinate of the probabilistic ground motion response spectrum and (2) a logarithmic standard deviation value of 0.6.

**21.2.2 Deterministic (MCE<sub>R</sub>) Ground Motions.** The deterministic spectral response acceleration at each period shall be calculated as an 84th-percentile 5% damped spectral response acceleration in the direction of maximum horizontal response computed at that period. The largest such acceleration calculated for the characteristic earthquakes on all known active faults within the region shall be used. The ordinates of the deterministic ground motion response spectrum shall not be taken as lower than the corresponding ordinates of the response spectrum determined in accordance with Fig. 21.2-1. For the purposes of calculating the ordinates

- (i) for Site Classes A, B or C:  $F_a$  and  $F_v$  shall be determined using Tables 11.4-1 and 11.4-2, with the value of  $S_S$  taken as 1.5 and the value of  $S_1$  taken as 0.6;
- (ii) for Site Class D:  $F_a$  shall be taken as 1.0, and  $F_v$  shall be taken as 2.5; and
- (iii) for Site Classes E and F:  $F_a$  shall be taken as 1.0, and  $F_v$  shall be taken as 4.0.



**FIGURE 21.2-1 Deterministic Lower Limit on MCE<sub>R</sub> Response Spectrum**

**21.2.3 Site-Specific MCE<sub>R</sub>.** The site-specific MCE<sub>R</sub> spectral response acceleration at any period,  $S_{aM}$ , shall be taken as the lesser of the spectral response accelerations from the probabilistic ground motions of Section 21.2.1 and the deterministic ground motions of Section 21.2.2.

## 21.3 DESIGN RESPONSE SPECTRUM

The design spectral response acceleration at any period shall be determined from Eq. (21.3-1):

$$S_a = \frac{2}{3} S_{aM} \quad (21.3-1)$$

where  $S_{aM}$  is the MCE spectral response acceleration obtained from Section 21.1 or 21.2.

The design spectral response acceleration at any period shall not be taken as less than 80% of  $S_a$  determined in accordance with Section 11.4.6, where  $F_a$  and  $F_v$  are determined as follows:

- (i) for Site Class A, B, and C:  $F_a$  and  $F_v$  are determined using Tables 11.4-1 and 11.4-2, respectively;
- (ii) for Site Class D:  $F_a$  is determined using Table 11.4-1, and  $F_v$  is taken as 2.4 for  $S_1 < 0.2$  or 2.5 for  $S_1 \geq 0.2$ ; and
- (iii) for Site Class E:  $F_a$  is determined using Table 11.4-1 for  $S_S < 1.0$  or taken as 1.0 for  $S_S \geq 1.0$ , and  $F_v$  is taken as 4.2 for  $S_1 \leq 0.1$  or 4.0 for  $S_1 > 0.1$ .

For sites classified as Site Class F requiring site-specific analysis in accordance with Section 11.4.7, the design spectral response acceleration at any period shall not be less than 80% of  $S_a$  determined for Site Class E in accordance with Section 11.4.5.

**EXCEPTION:** Where a different site class can be justified using the site-specific classification procedures in accordance with Section 20.3.3, a lower limit of 80% of  $S_a$  for the justified site class shall be permitted to be used.

## 21.4 DESIGN ACCELERATION PARAMETERS

Where the site-specific procedure is used to determine the design ground motion in accordance with Section 21.3, the parameter  $S_{DS}$  shall be taken as 90% of the maximum spectral acceleration,  $S_a$ , obtained from the site-specific spectrum, at any period within the range from 0.2 to 5 s, inclusive. The parameter  $S_{D1}$  shall be taken as the maximum value of the product,  $TS_a$ , for periods from 1 to 2 s for sites with  $v_{s,30} > 1,200$  ft/s ( $v_{s,30} > 365.76$  m/s) and for periods from 1 to 5 s for sites with  $v_{s,30} \leq 1,200$  ft/s ( $v_{s,30} \leq 365.76$  m/s). The parameters  $S_{MS}$  and  $S_{M1}$  shall be taken as 1.5 times  $S_{DS}$  and  $S_{D1}$ , respectively. The values so obtained shall not be less than 80% of the values determined in accordance with Section 11.4.3 for  $S_{MS}$  and  $S_{M1}$  and Section 11.4.5 for  $S_{DS}$  and  $S_{D1}$ .

For use with the equivalent lateral force procedure, the site-specific spectral acceleration,  $S_a$ , at  $T$  shall be permitted to replace  $S_{D1}/T$  in Eq. (12.8-3) and  $S_{D1}T_L/T^2$  in Eq. (12.8-4). The parameter  $S_{DS}$  calculated per this section shall be permitted to be used in Eqs. (12.8-2), (12.8-5), (15.4-1), and (15.4-3). The mapped value of  $S_1$  shall be used in Eqs. (12.8-6), (15.4-2), and (15.4-4).

## 21.5 MAXIMUM CONSIDERED EARTHQUAKE GEOMETRIC MEAN (MCE<sub>G</sub>) PEAK GROUND ACCELERATION

**21.5.1 Probabilistic MCE<sub>G</sub> Peak Ground Acceleration.** The probabilistic geometric mean peak ground acceleration shall be

taken as the geometric mean peak ground acceleration with a 2% probability of exceedance within a 50-year period.

**21.5.2 Deterministic MCE<sub>G</sub> Peak Ground Acceleration.** The deterministic geometric mean peak ground acceleration shall be calculated as the largest 84th-percentile geometric mean peak ground acceleration for characteristic earthquakes on all known active faults within the site region. The deterministic geometric mean peak ground acceleration shall not be taken as lower than  $0.5 F_{\text{PGA}}$ , where  $F_{\text{PGA}}$  is determined using Table 11.8-1 with the value of PGA taken as  $0.5g$ .

**21.5.3 Site-Specific MCE<sub>G</sub> Peak Ground Acceleration.** The site-specific MCE<sub>G</sub> peak ground acceleration,  $\text{PGA}_M$ , shall be

taken as the lesser of the probabilistic geometric mean peak ground acceleration of Section 21.5.1 and the deterministic geometric mean peak ground acceleration of Section 21.5.2. The site-specific MCE<sub>G</sub> peak ground acceleration shall not be taken as less than 80% of  $\text{PGA}_M$  determined from Eq. (11.8-1).

## 21.6 CONSENSUS STANDARDS AND OTHER REFERENCED DOCUMENTS

See Chapter 23 for the list of consensus standards and other documents that shall be considered part of this standard to the extent referenced in this chapter.

This page intentionally left blank

## CHAPTER 22

# SEISMIC GROUND MOTION, LONG-PERIOD TRANSITION, AND RISK COEFFICIENT MAPS

Contained in this chapter are Figs. 22-1 through 22-8, which provide the risk-targeted maximum considered earthquake ( $MCE_R$ ) ground motion parameters  $S_S$  and  $S_1$ ; Figs. 22-18 and 22-19, which provide the risk coefficients  $C_{RS}$  and  $C_{RI}$ ; and Figs. 22-14 through 22-17, which provide the long-period transition periods  $T_L$  for use in applying the seismic provisions of this standard.  $S_S$  is the mapped  $MCE_R$ , 5% damped, spectral response acceleration parameter at short periods as defined in Section 11.4.2.  $S_1$  is the mapped  $MCE_R$ , 5% damped, spectral response acceleration parameter at a period of 1 s as defined in Section 11.4.2.  $C_{RS}$  is the mapped risk coefficient at short periods used in Section 21.2.1.1.  $C_{RI}$  is the mapped risk coefficient at a period of 1 s used in Section 21.2.1.1.  $T_L$  is the mapped long-period transition period used in Section 11.4.6.

These maps were prepared by the United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Building Seismic Safety Council (BSSC) Provisions Update Committee and the American Society of Civil Engineers (ASCE) 7 Seismic Subcommittee and have been updated for this standard.

Maps of the long-period transition periods,  $T_L$ , for Guam and the Northern Mariana Islands and for American Samoa are not provided because parameters have not yet been developed for those islands via the same deaggregation computations done for the other U.S. regions. Therefore, as in previous editions of this standard, the parameter  $T_L$  shall be 12 s for those islands.

Also contained in this chapter are Figs. 22-9 through 22-13, which provide the maximum considered earthquake geometric mean ( $MCE_G$ ) peak ground accelerations as a percentage of  $g$ .

The following is a list of figures contained in this chapter:

Fig. 22-1  $S_S$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for the Conterminous United States for 0.2-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)

Fig. 22-2  $S_1$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for the Conterminous United States for 1.0-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)

Fig. 22-3  $S_S$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for Alaska for 0.2-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)

Fig. 22-4  $S_1$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for Alaska for 1.0-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)

Fig. 22-5  $S_S$  and  $S_1$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for Hawaii for 0.2- and 1.0-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)

Fig. 22-6  $S_S$  and  $S_1$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for Puerto Rico

and the United States Virgin Islands for 0.2- and 1.0-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)

Fig. 22-7  $S_S$  and  $S_1$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for Guam and the Northern Mariana Islands for 0.2- and 1.0-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)

Fig. 22-8  $S_S$  and  $S_1$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for American Samoa for 0.2- and 1.0-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)

Fig. 22-9 Maximum Considered Earthquake Geometric Mean ( $MCE_G$ ) PGA, % $g$ , for the Conterminous United States

Fig. 22-10 Maximum Considered Earthquake Geometric Mean ( $MCE_G$ ) PGA, % $g$ , for Alaska

Fig. 22-11 Maximum Considered Earthquake Geometric Mean ( $MCE_G$ ) PGA, % $g$ , for Hawaii

Fig. 22-12 Maximum Considered Earthquake Geometric Mean ( $MCE_G$ ) PGA, % $g$ , for Puerto Rico and the United States Virgin Islands

Fig. 22-13 Maximum Considered Earthquake Geometric Mean ( $MCE_G$ ) PGA, % $g$ , for Guam and the Northern Mariana Islands and for American Samoa

Fig. 22-14 Mapped Long-Period Transition Period,  $T_L$  (s), for the Conterminous United States

Fig. 22-15 Mapped Long-Period Transition Period,  $T_L$  (s), for Alaska

Fig. 22-16 Mapped Long-Period Transition Period,  $T_L$  (s), for Hawaii

Fig. 22-17 Mapped Long-Period Transition Period,  $T_L$  (s), for Puerto Rico and the United States Virgin Islands

Fig. 22-18 Mapped Risk Coefficient at 0.2-s Spectral Response Period,  $C_{RS}$

Fig. 22-19 Mapped Risk Coefficient at 1.0-s Spectral Response Period,  $C_{RI}$

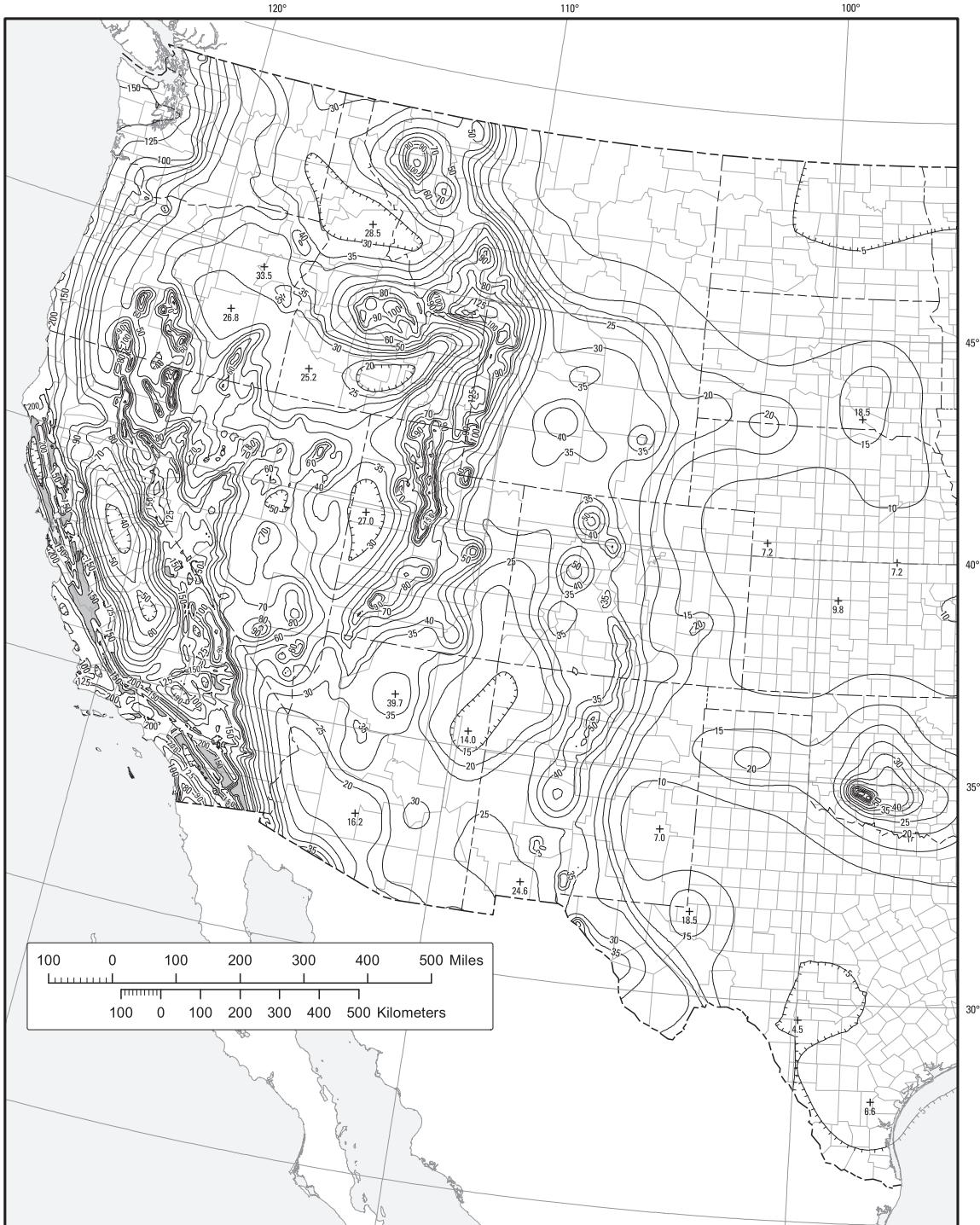
## REFERENCES

ASCE. (2010). "Minimum design loads for buildings and other structures," ASCE/SEI 7-10, ASCE Structural Engineering Institute, Reston, VA.

Building Seismic Safety Council. (2009). NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures. FEMA P-750/2009 Ed., Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Huang, Y.-N., Whittaker, A. S., and Luco, N. (2008). "Maximum spectral demands in the near-fault region." *Earthq. Spectr.* 24(1)319-341.

Klein, F., Frankel, A. D., Mueller, C. S., Wesson, R. L., and Okubo, P. (2001). Seismic hazard in Hawaii: High rate of large



**Notes:**

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC) and the American Society of Civil Engineers (ASCE). The basis is explained in commentaries prepared by BSSC and ASCE and in the references.

Ground motion values contoured on these maps incorporate:

- a target risk of structural collapse equal to 1% in 50 years based upon a generic structural fragility
- a factor of 1.1 to adjust from a geometric mean to the maximum response regardless of direction
- deterministic upper limits imposed near large, active faults, which are taken as 1.8 times the estimated median response to the characteristic earthquake for the governing fault (1.8 is used to represent the 84th percentile response), but not less than 150% g.

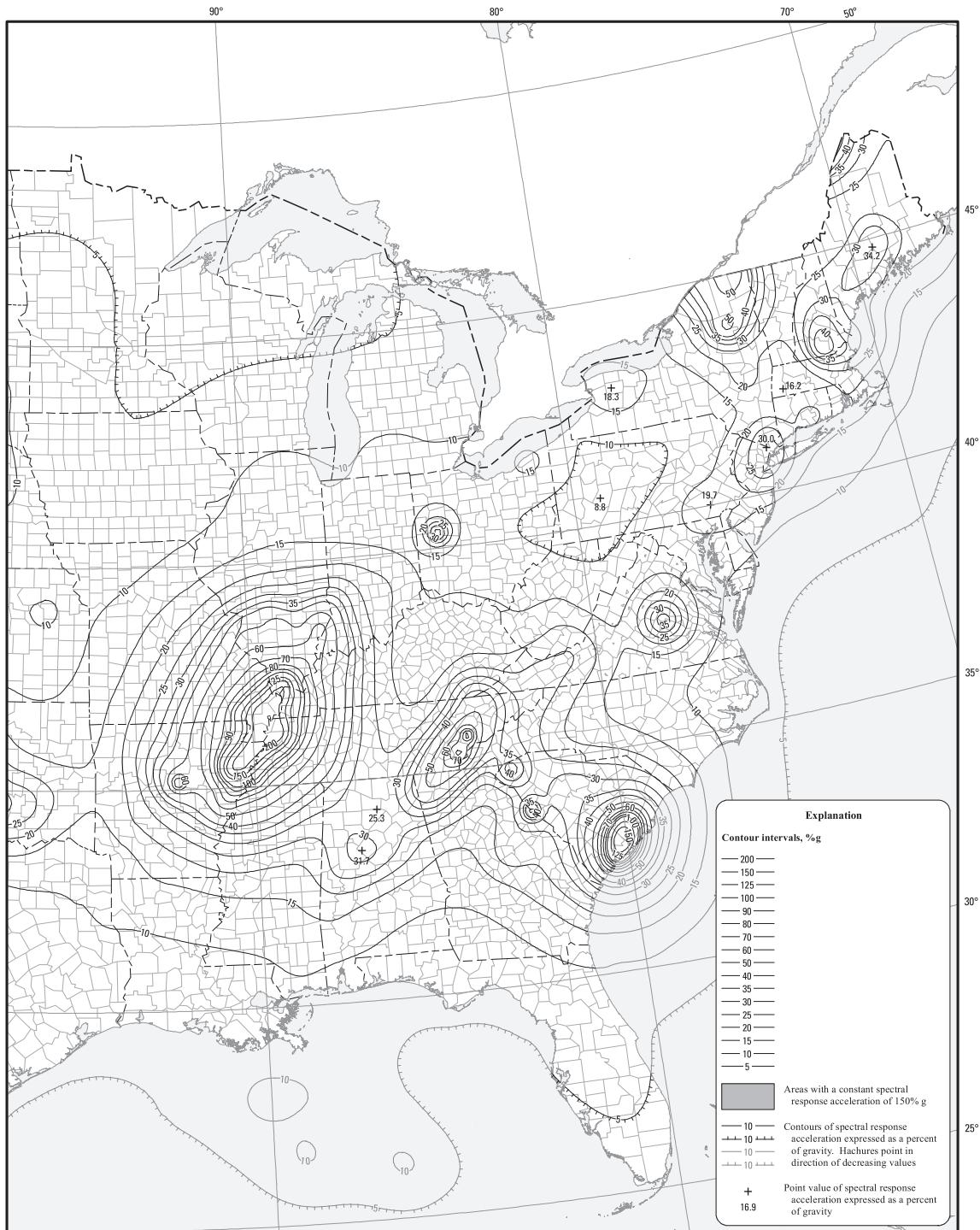
As such, the values are different from those on the uniform-hazard 2014 USGS National Seismic Hazard Maps posted at: <https://doi.org/10.5066/F7HT2MHG>.

Larger, more detailed versions of these maps are not provided because it is recommended that the corresponding USGS web tool (<https://doi.org/10.5066/F7NK3C76>) be used to determine the mapped value for a specified location.

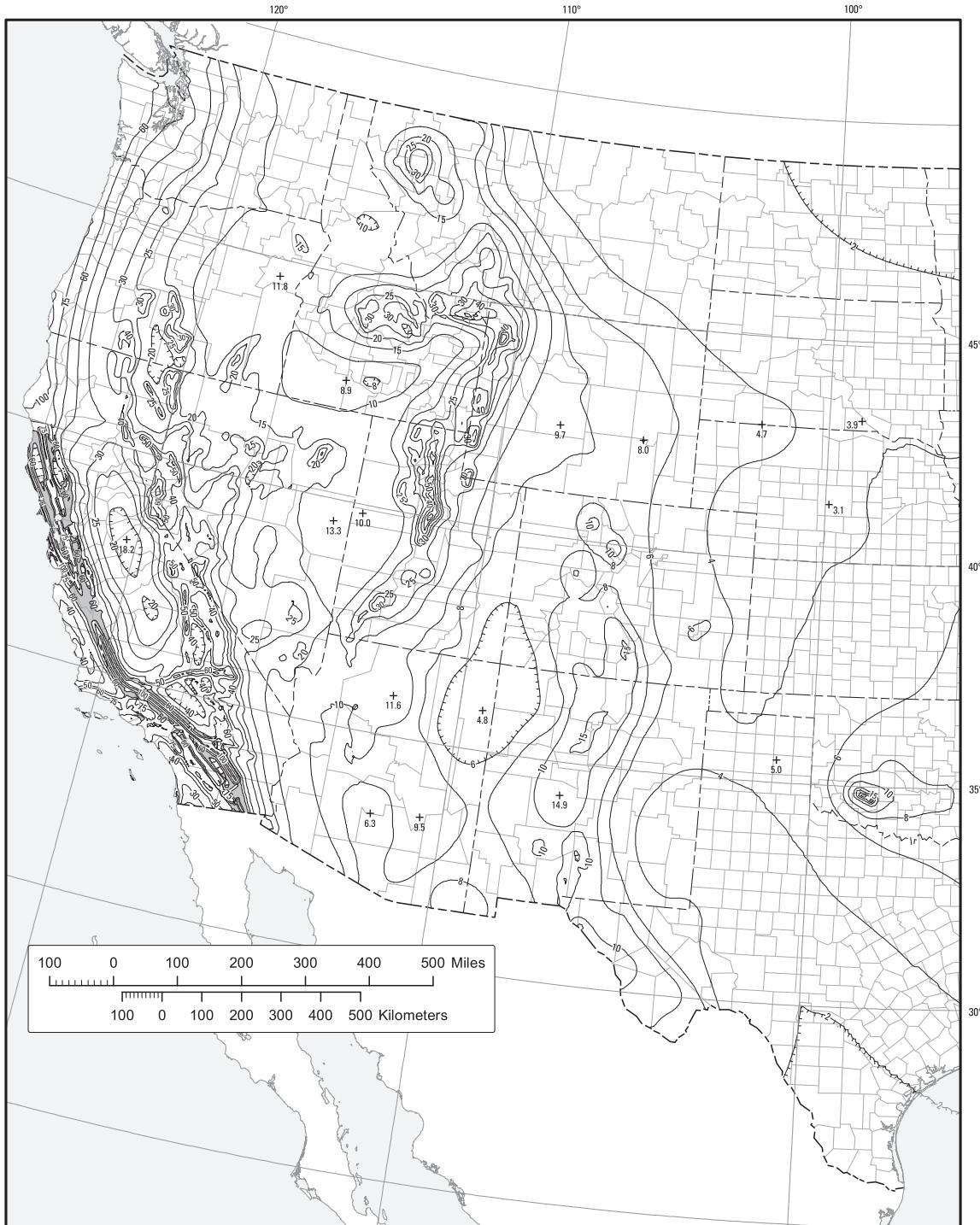
**FIGURE 22-1  $S_S$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Ground Motion Parameter for the Conterminous United States for 0.2-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)**

Sources: ASCE (2010); Building Seismic Safety Council (2009); Huang, Whittaker, and Luco (2008); Luco and colleagues (2007); Peterson and colleagues (2014).

*continues*



**FIGURE 22-1 (Continued).  $S_s$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for the Conterminous United States for 0.2-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)**



*Notes:*

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC) and the American Society of Civil Engineers (ASCE). The basis is explained in commentaries prepared by BSSC and ASCE and in the references.

Ground motion values contoured on these maps incorporate:

- a target risk of structural collapse equal to 1% in 50 years based upon a generic structural fragility
- a factor of 1.3 to adjust from a geometric mean to the maximum response regardless of direction
- deterministic upper limits imposed near large, active faults, which are taken as 1.8 times the estimated median response to the characteristic earthquake for the governing fault (1.8 is used to represent the 84th percentile response), but not less than 60% g.

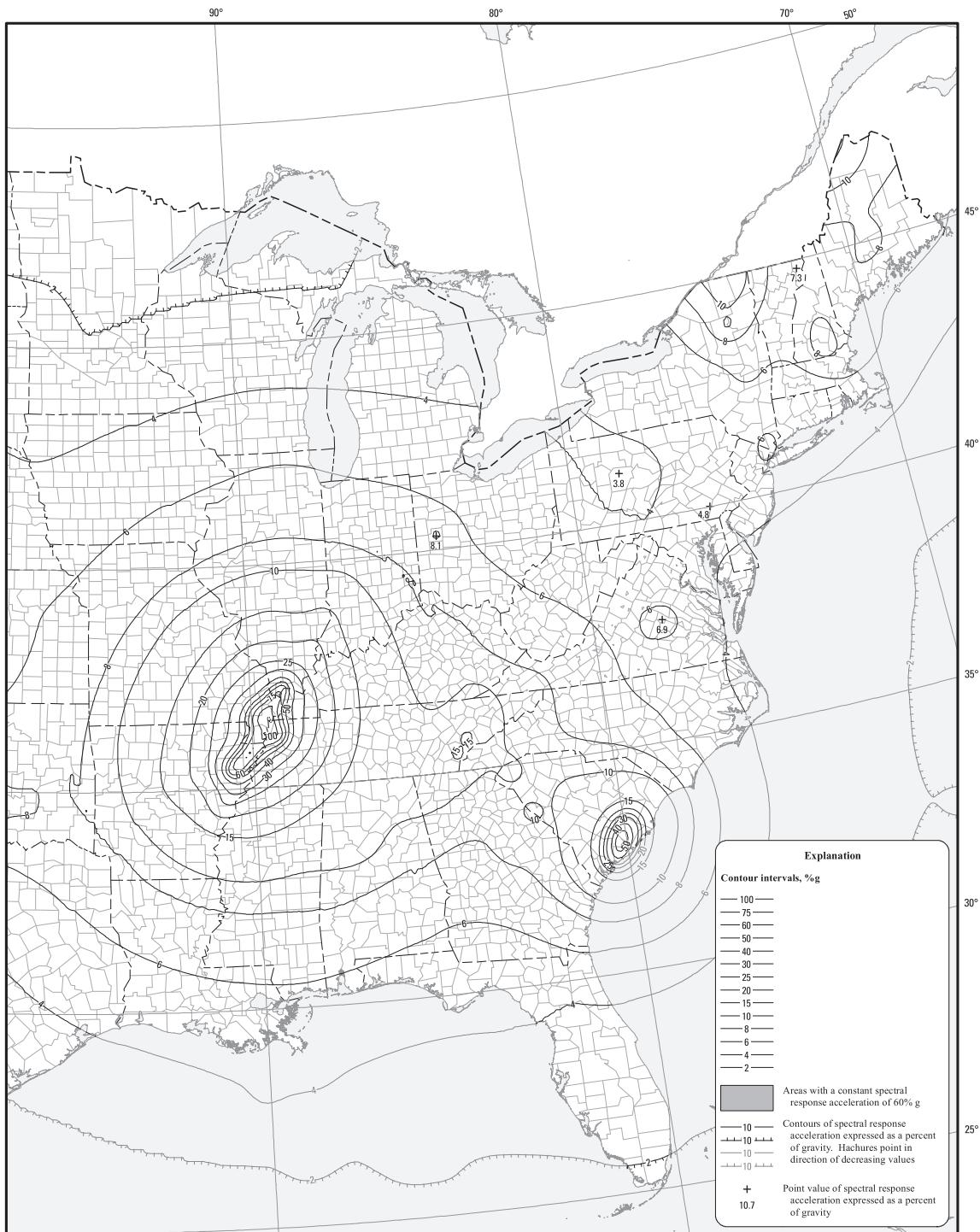
As such, the values are different from those on the uniform-hazard 2014 USGS National Seismic Hazard Maps posted at: <https://doi.org/10.5066/F7HT2MHG>.

Larger, more detailed versions of these maps are not provided because it is recommended that the corresponding USGS web tool (<https://doi.org/10.5066/F7NK3C76>) be used to determine the mapped value for a specified location.

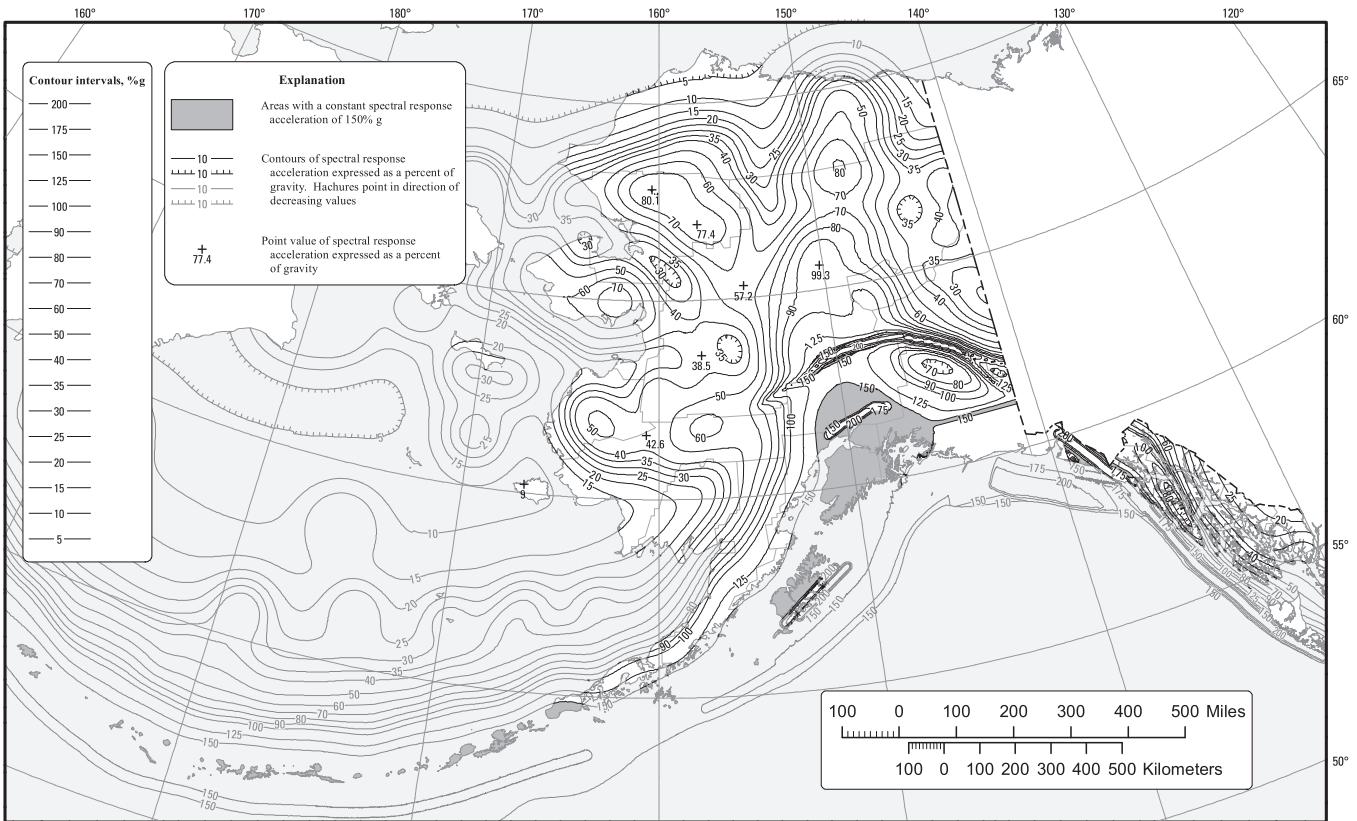
**FIGURE 22-2 S<sub>1</sub> Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Ground Motion Parameter for the Conterminous United States for 1.0-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)**

Sources: ASCE (2010); Building Seismic Safety Council (2009); Huang, Whittaker, and Luco (2008); Luco and colleagues (2007); Peterson and colleagues (2014).

*continues*



**FIGURE 22-2 (Continued).  $S_1$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for the Conterminous United States for 1.0-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)**



**Notes:**

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC) and the American Society of Civil Engineers (ASCE). The basis is explained in commentaries prepared by BSSC and ASCE and in the references.

Ground motion values contoured on these maps incorporate:

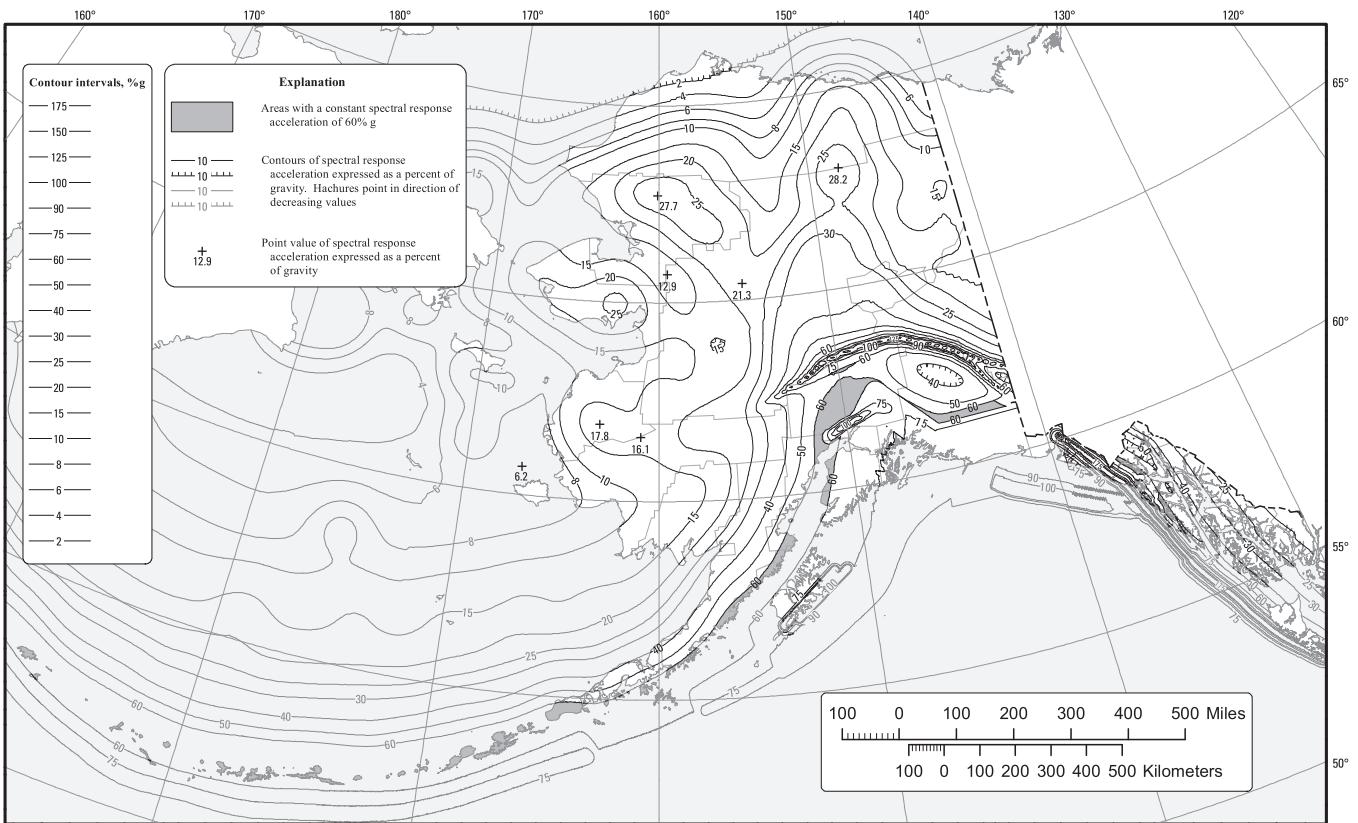
- a target risk of structural collapse equal to 1% in 50 years based upon a generic structural fragility
- a factor of 1.1 to adjust from a geometric mean to the maximum response regardless of direction
- deterministic upper limits imposed near large, active faults, which are taken as 1.8 times the estimated median response to the characteristic earthquake for the fault (1.8 is used to represent the 84th percentile response), but not less than 150% g.

As such, the values are different from those on the uniform-hazard 2007 USGS National Seismic Hazard Maps for Alaska posted at <https://doi.org/10.5066/F7HT2MHG>.

Larger, more detailed versions of these maps are not provided because it is recommended that the corresponding USGS web tool (<https://doi.org/10.5066/F7NK3C76>) be used to determine the mapped value for a specified location.

**FIGURE 22-3  $S_s$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for Alaska for 0.2-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)**

Sources: Building Seismic Safety Council (2009); Huang, Whittaker, and Luco (2008); Luco and colleagues (2007); Wesson and colleagues (2007).



**Notes:**

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC) and the American Society of Civil Engineers (ASCE). The basis is explained in commentaries prepared by BSSC and ASCE and in the references.

Ground motion values contoured on these maps incorporate:

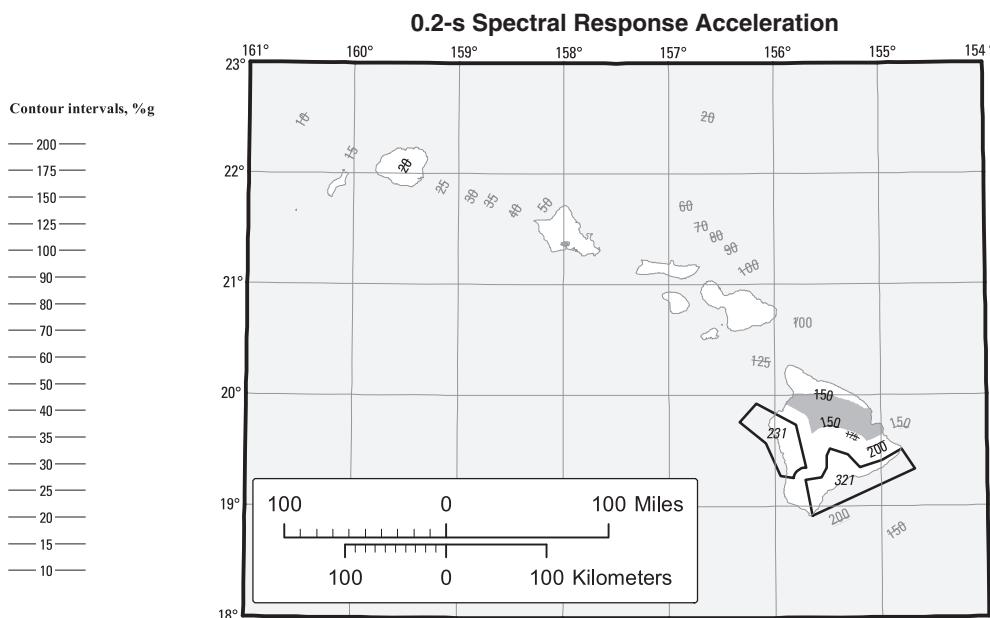
- a target risk of structural collapse equal to 1% in 50 years based upon a generic structural fragility
- a factor of 1.3 to adjust from a geometric mean to the maximum response regardless of direction
- deterministic upper limits imposed near large, active faults, which are taken as 1.8 times the estimated median response to the characteristic earthquake for the fault (1.8 is used to represent the 84th percentile response), but not less than 60% g.

As such, the values are different from those on the uniform-hazard 2007 USGS National Seismic Hazard Maps for Alaska posted at <https://doi.org/10.5066/F7HT2MHG>.

Larger, more detailed versions of these maps are not provided because it is recommended that the corresponding USGS web tool (<https://doi.org/10.5066/F7NK3C76>) be used to determine the mapped value for a specified location.

**FIGURE 22-4 S<sub>1</sub> Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Ground Motion Parameter for Alaska for 1.0-s Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)**

Sources: Building Seismic Safety Council (2009); Huang, Whittaker, and Luco (2008); Luco and colleagues (2007); Wesson and colleagues (2007).



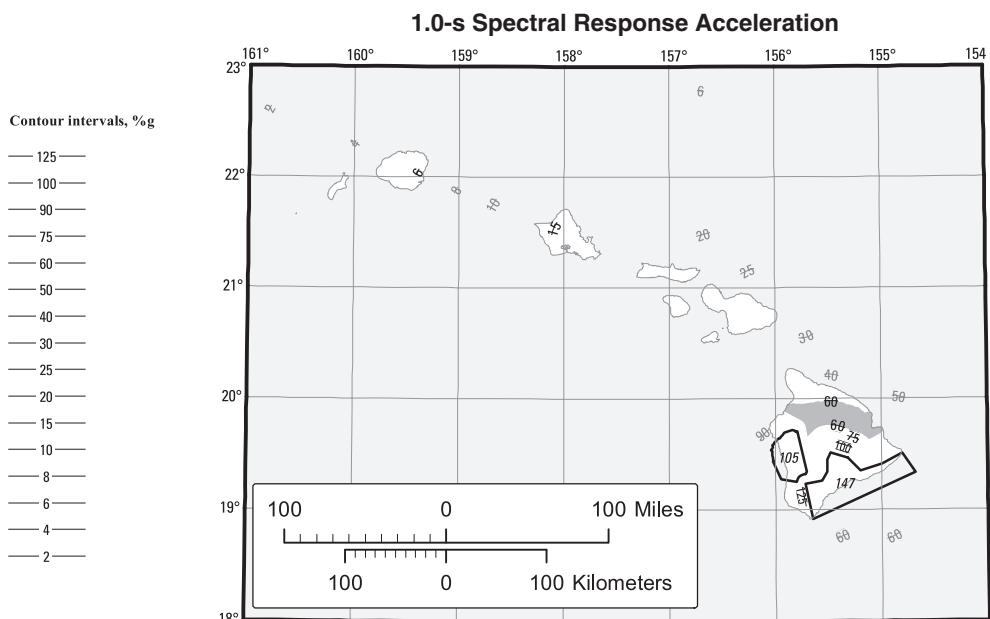
Areas with a constant spectral response acceleration of 150% g



Deterministic zone boundary. The ground motion inside the zone shall be taken as the number shown inside the zone



Contours of spectral response acceleration expressed as a percent of gravity. Hachures point in direction of decreasing values



Areas with a constant spectral response acceleration of 60% g



Deterministic zone boundary. The ground motion inside the zone shall be taken as the number shown inside the zone



Contours of spectral response acceleration expressed as a percent of gravity. Hachures point in direction of decreasing values

#### Notes:

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC) and the American Society of Civil Engineers (ASCE). The basis is explained in commentaries prepared by BSSC and ASCE and in the references.

Ground motion values contoured on these maps incorporate:

- a target risk of structural collapse equal to 1% in 50 years based upon a generic structural fragility
- deterministic upper limits imposed near large, active faults, which are taken as 1.8 times the estimated median response to the characteristic earthquake for the fault (1.8 is used to represent the 84th percentile response), but not less than 150% and 60% g for 0.2 and 1.0 sec, respectively.

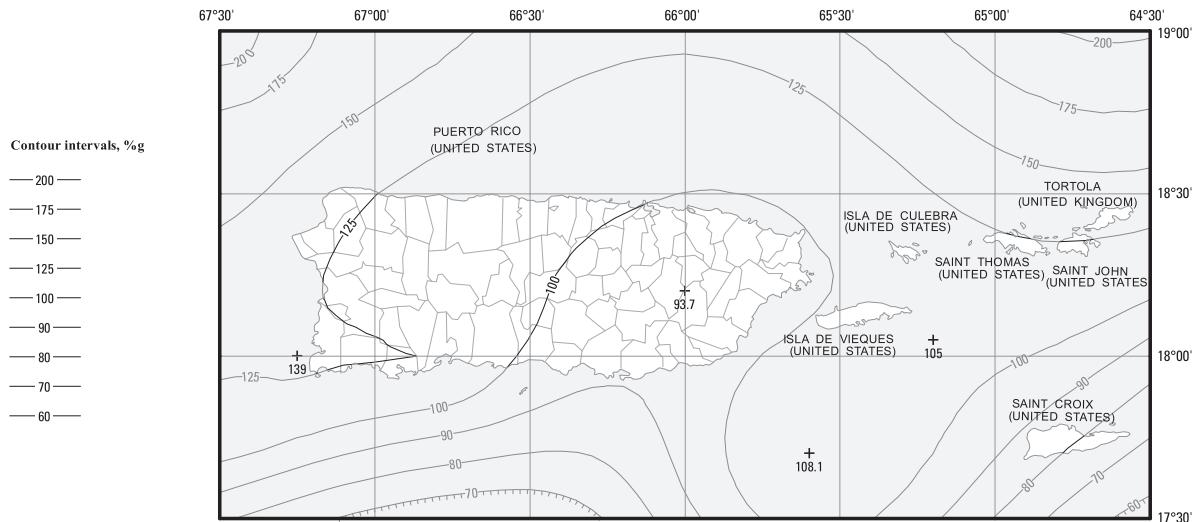
As such, the values are different from those on the uniform-hazard 1998 USGS National Seismic Hazard Maps for Hawaii posted at <https://doi.org/10.5066/F7HT2MHG>.

Larger, more detailed versions of these maps are not provided because it is recommended that the corresponding USGS web tool (<https://doi.org/10.5066/F7NK3C76>) be used to determine the mapped value for a specified location.

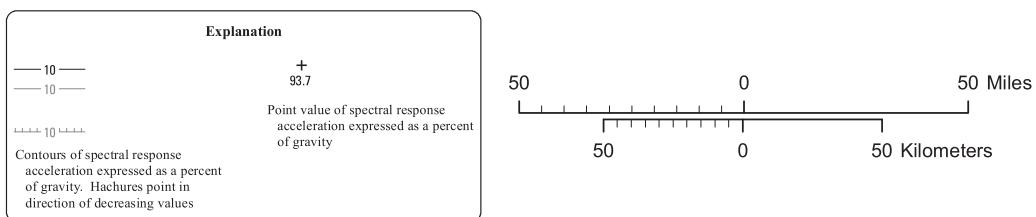
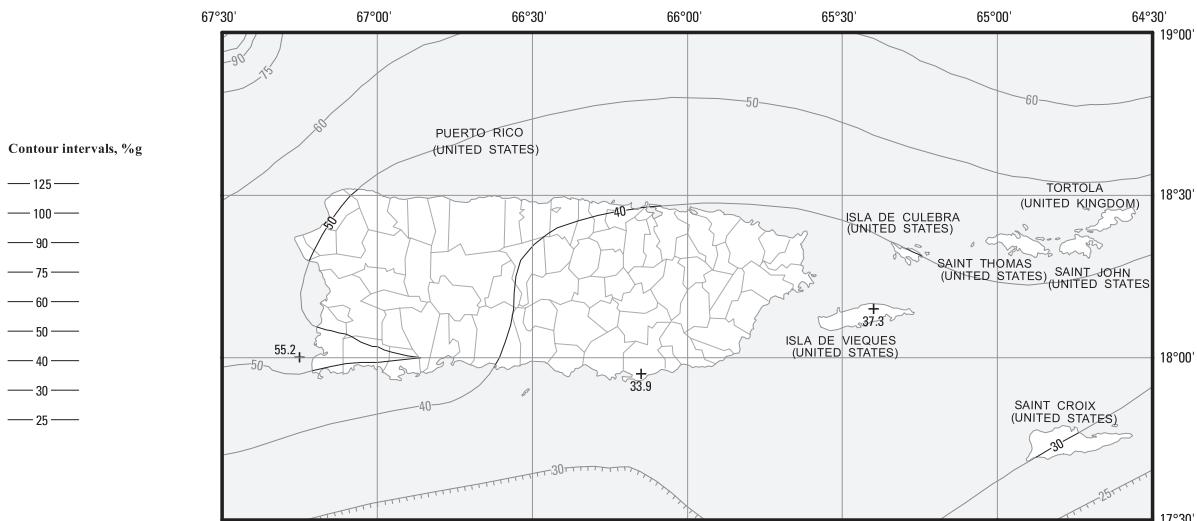
**FIGURE 22-5  $S_S$  and  $S_1$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for Hawaii for 0.2-s (top) and 1.0-s (bottom) Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)**

Sources: Building Seismic Safety Council (2009); Huang, Whittaker, and Luco (2008); Klein and colleagues (2007); Luco and colleagues (2007).

## 0.2-s Spectral Response Acceleration



## 1.0-s Spectral Response Acceleration



### Notes:

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC) and the American Society of Civil Engineers (ASCE). The basis is explained in commentaries prepared by BSSC and ASCE and in the references.

Ground motion values contoured on these maps incorporate:

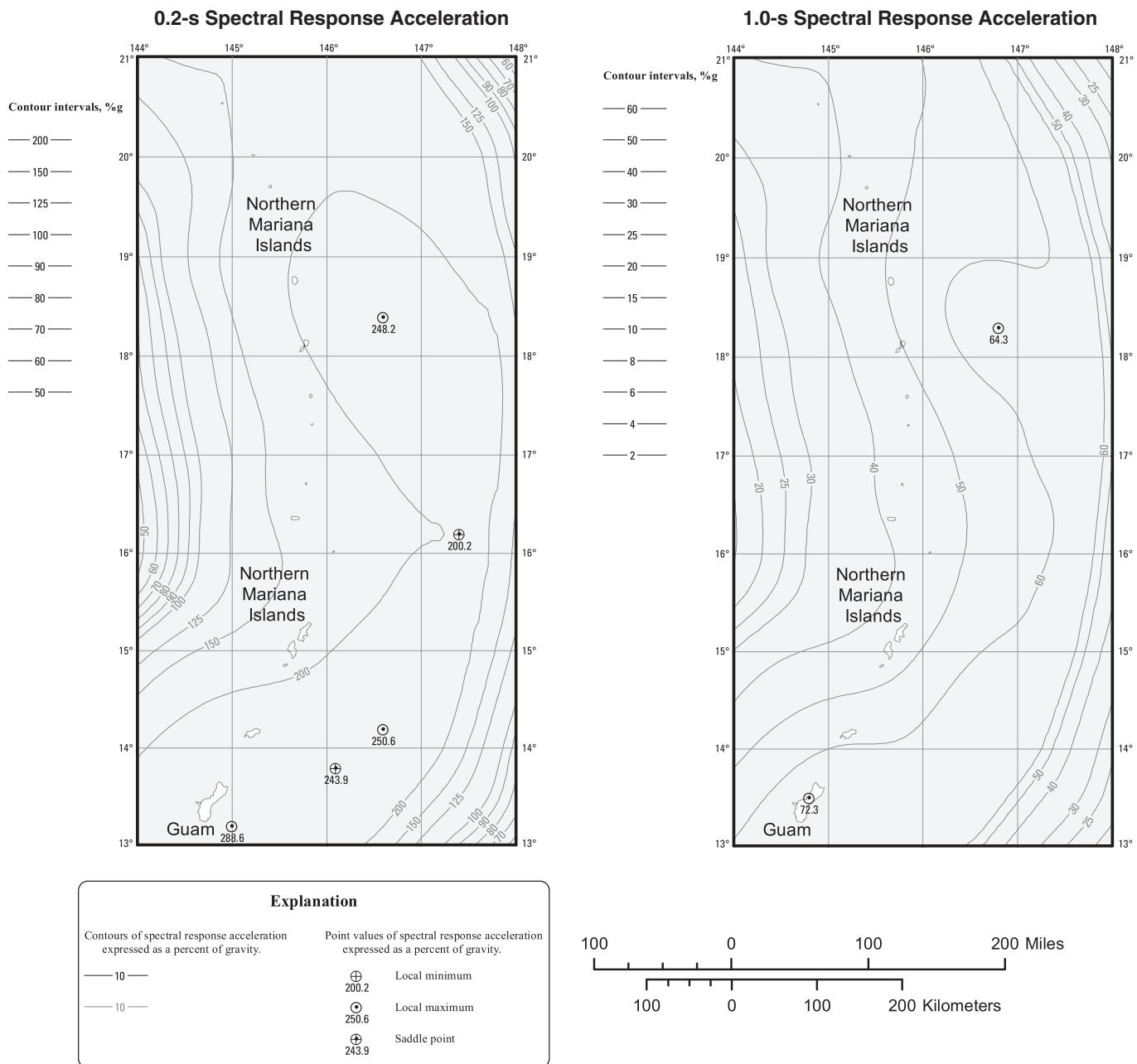
- a target risk of structural collapse equal to 1% in 50 years based upon a generic structural fragility
- a factor of 1.1 and 1.3 for 0.2 and 1.0 sec, respectively, to adjust from a geometric mean to the maximum response regardless of direction
- deterministic upper limits imposed near large, active faults, which are taken as 1.8 times the estimated median response to the characteristic earthquake for the fault (1.8 is used to represent the 84th percentile response), but not less than 150% and 60% g for 0.2 and 1.0 sec, respectively.

As such, the values are different from those on the uniform-hazard 2003 USGS National Seismic Hazard Maps for Puerto Rico and the U.S. Virgin Islands posted at <https://doi.org/10.5066/F7HT2MHG>.

Larger, more detailed versions of these maps are not provided because it is recommended that the corresponding USGS web tool (<https://doi.org/10.5066/F7NK3C76>) be used to determine the mapped value for a specified location.

**FIGURE 22-6  $S_s$  and  $S_1$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Ground Motion Parameter for Puerto Rico and the U. S. Virgin Islands for 0.2-s (top) and 1.0-s (bottom) Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)**

Sources: Building Seismic Safety Council (2009); Huang, Whittaker, and Luco (2008); Luco and colleagues (2007); Mueller and colleagues (2003).



**Notes:**

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC). The basis is explained in commentary prepared by BSSC and in the references.

Ground motion values contoured on these maps incorporate:

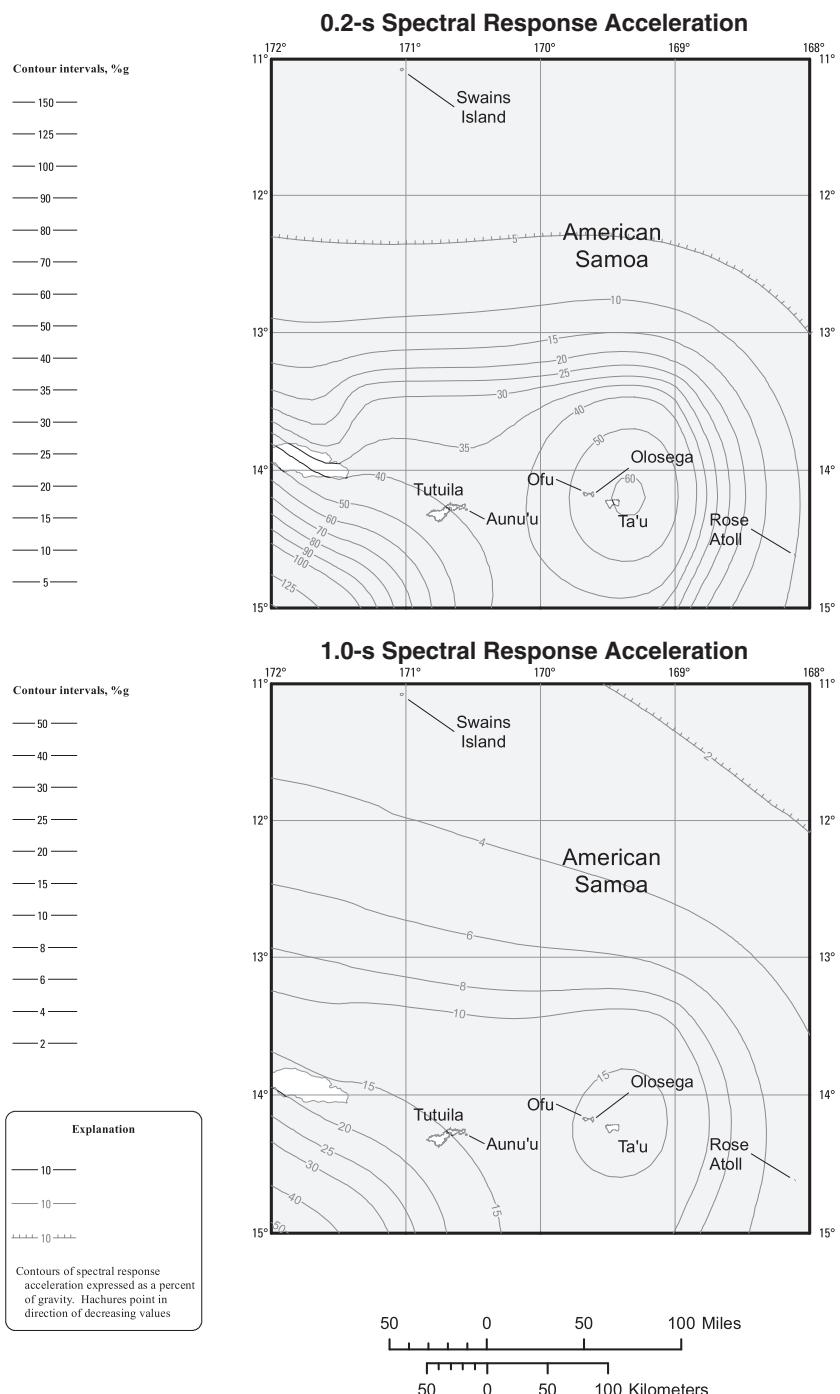
- a target risk of structural collapse equal to 1% in 50 years based upon a generic structural fragility
- a factor of 1.1 and 1.3 for 0.2 and 1.0 sec, respectively, to adjust from a geometric mean to the maximum response regardless of direction
- deterministic upper limits imposed near large, active faults, which are taken as 1.8 times the estimated median response to the characteristic earthquake for the governing fault (1.8 is used to represent the 84th percentile response), but not less than 150% and 60% g for 0.2 and 1.0 sec, respectively.

As such, the values are different from those on the uniform-hazard 2012 USGS National Seismic Hazard Maps for Guam and the Northern Mariana Islands posted at <https://doi.org/10.5066/F7HT2MHG>.

Larger, more detailed versions of these maps are not provided because it is recommended that the corresponding USGS web tool (<https://doi.org/10.5066/F7NK3C76>) be used to determine the mapped value for a specified location.

**FIGURE 22-7  $S_s$  and  $S_1$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Ground Motion Parameter for Guam and the Northern Mariana Islands for 0.2-s (left) and 1.0-s (right) Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)**

Sources: Building Seismic Safety Council (2009); Huang, Whittaker, and Luco (2008); Luco and colleagues (2007); Mueller and colleagues (2012).



#### Notes:

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC). The basis is explained in commentary prepared by BSSC and in the references.

Ground motion values contoured on these maps incorporate:

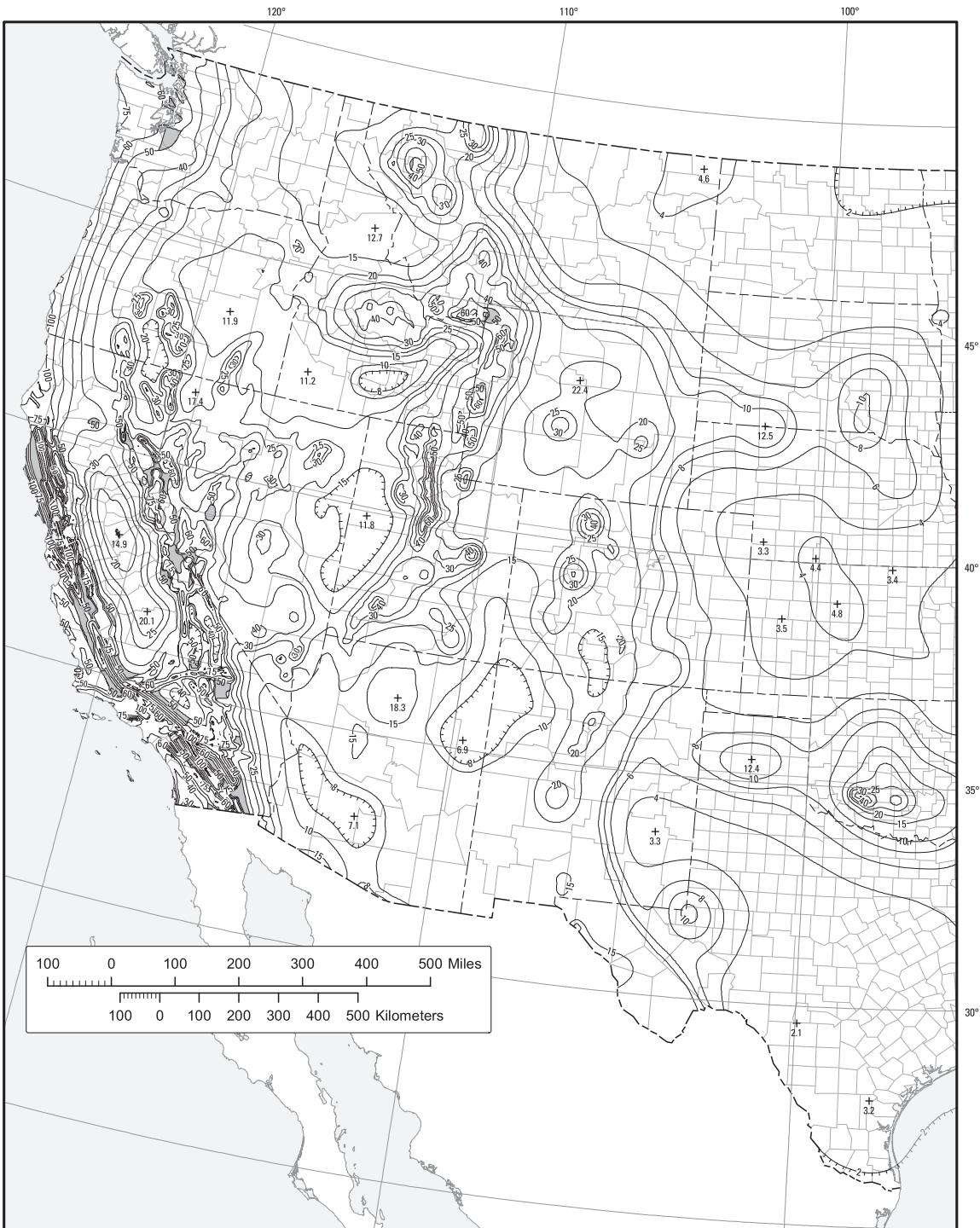
- a target risk of structural collapse equal to 1% in 50 years based upon a generic structural fragility
- a factor of 1.1 and 1.3 for 0.2 and 1.0 sec, respectively, to adjust from a geometric mean to the maximum response regardless of direction
- deterministic upper limits imposed near large, active faults, which are taken as 1.8 times the estimated median response to the characteristic earthquake for the fault (1.8 is used to represent the 84th percentile response), but not less than 150% and 60% g for 0.2 and 1.0 sec, respectively.

As such, the values are different from those on the uniform-hazard 2012 USGS National Seismic Hazard Maps for American Samoa posted at <https://doi.org/10.5066/F7HT2MHG>.

Larger, more detailed versions of these maps are not provided because it is recommended that the corresponding USGS web tool (<https://doi.org/10.5066/F7NK3C76>) be used to determine the mapped value for a specified location.

**FIGURE 22-8  $S_s$  and  $S_1$  Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Ground Motion Parameter for American Samoa for 0.2-s (left) and 1.0-s (right) Spectral Response Acceleration (5% of Critical Damping)**

Sources: Building Seismic Safety Council (2009); Huang, Whittaker, and Luco (2008); Luco and colleagues (2007); Peterson and colleagues (2012).



**Notes:**

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC) and the American Society of Civil Engineers (ASCE). The basis is explained in commentaries prepared by BSSC and ASCE and in the references.

Ground motion values contoured on these maps incorporate:

- a probability of ground motion exceedance equal to 2% in 50 years
- deterministic upper limits imposed near large, active faults, which are taken as 1.8 times the estimated median response to the characteristic earthquake for the governing fault (1.8 is used to represent the 84th percentile response), but not less than 50% g.

As such, the values are different from those on the uniform-hazard 2014 USGS National Seismic Hazard Maps posted at: <https://doi.org/10.5066/F7HT2MHG>.

Larger, more detailed versions of these maps are not provided because it is recommended that the corresponding USGS web tool (<https://doi.org/10.5066/F7NK3C76>) be used to determine the mapped value for a specified location.

**FIGURE 22-9 Maximum Considered Earthquake Geometric Mean (MCE<sub>g</sub>) PGA for the Conterminous United States**

Sources: ASCE (2010); Building Seismic Safety Council (2009); Peterson and colleagues (2014).

*continues*

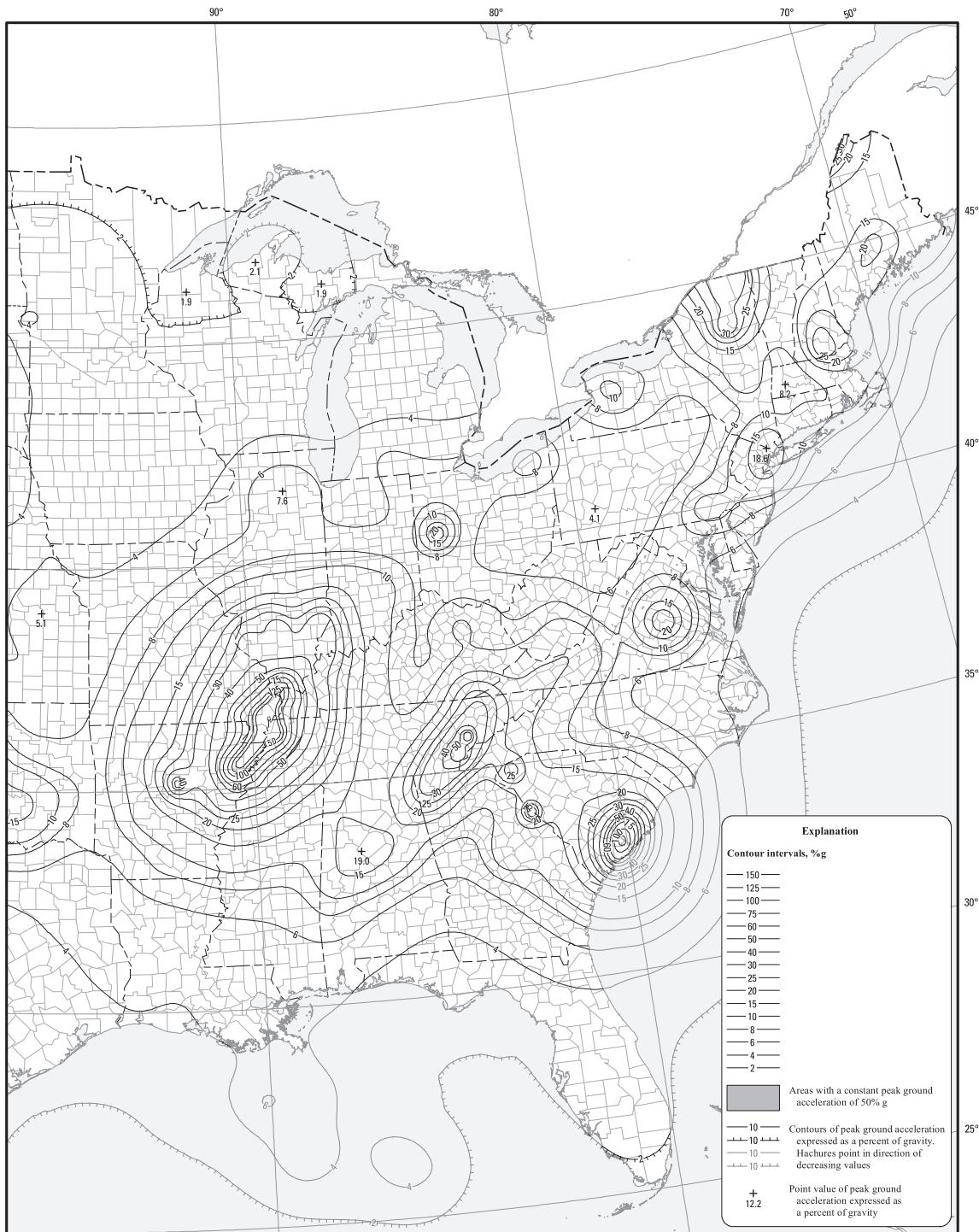


FIGURE 22-9 (Continued). Maximum Considered Earthquake Geometric Mean ( $MCE_G$ ) PGA, %g, for the Conterminous United States

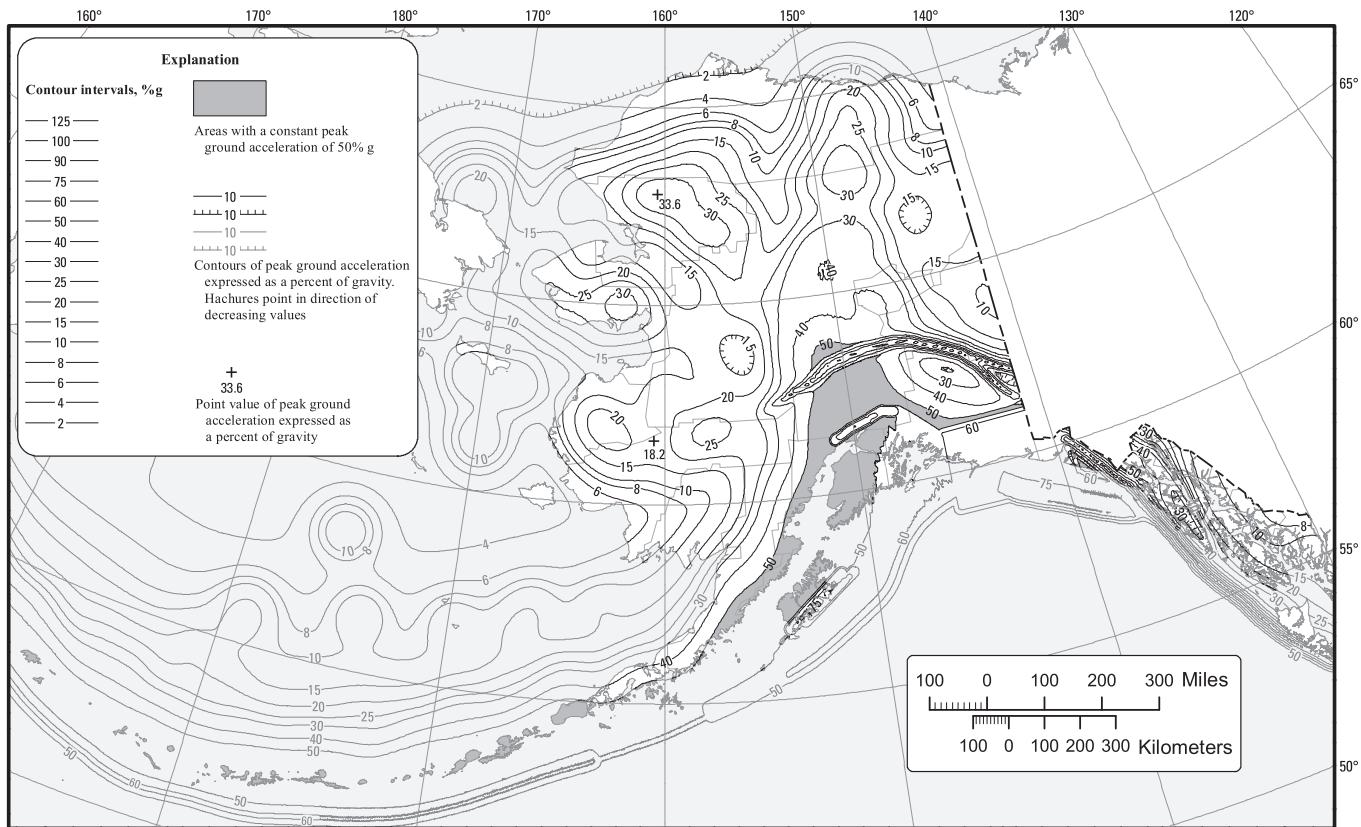


FIGURE 22-10 Maximum Considered Earthquake Geometric Mean (MCE<sub>G</sub>) PGA for Alaska

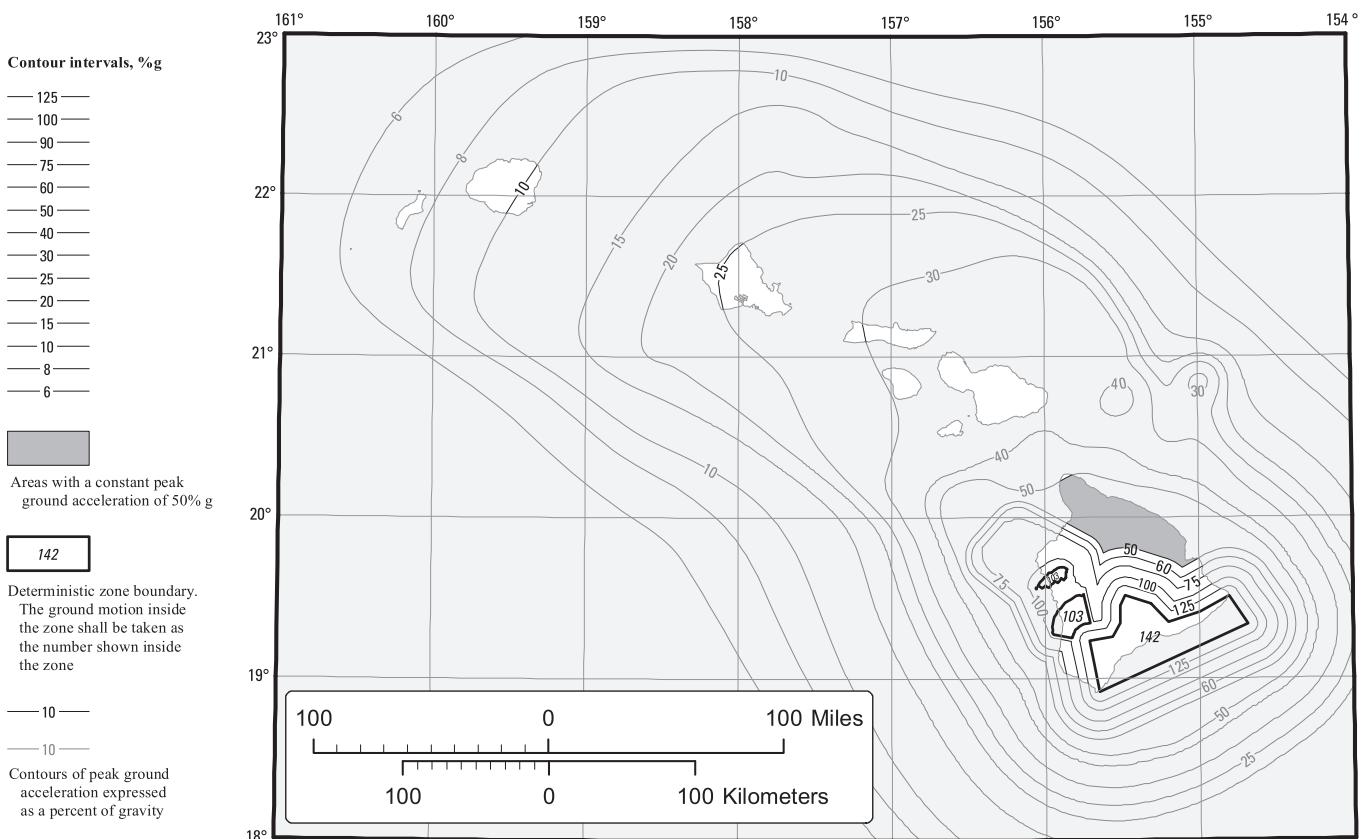
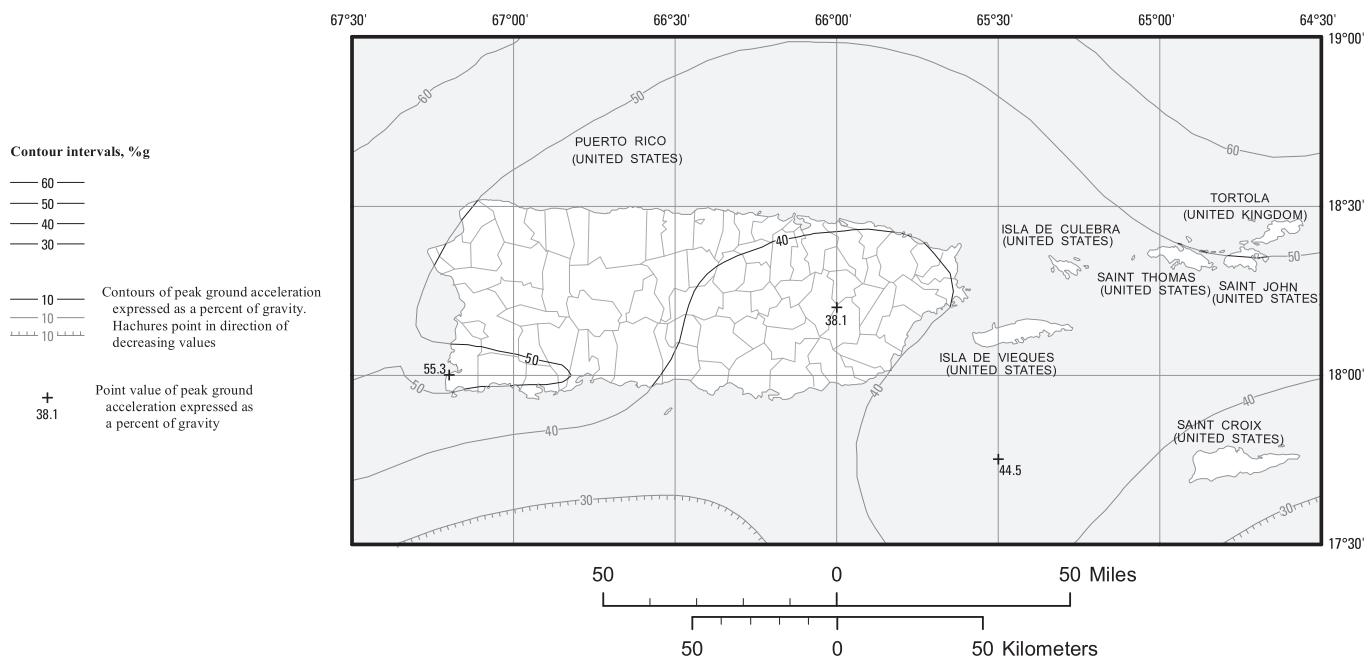
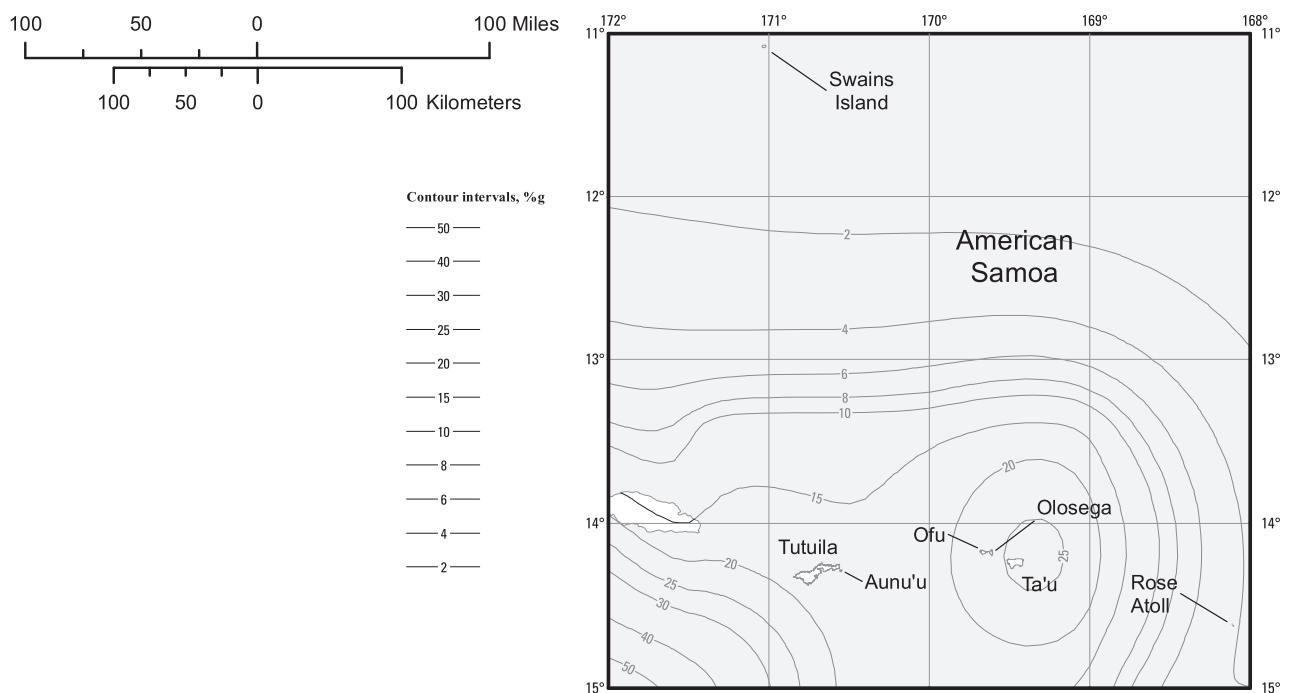
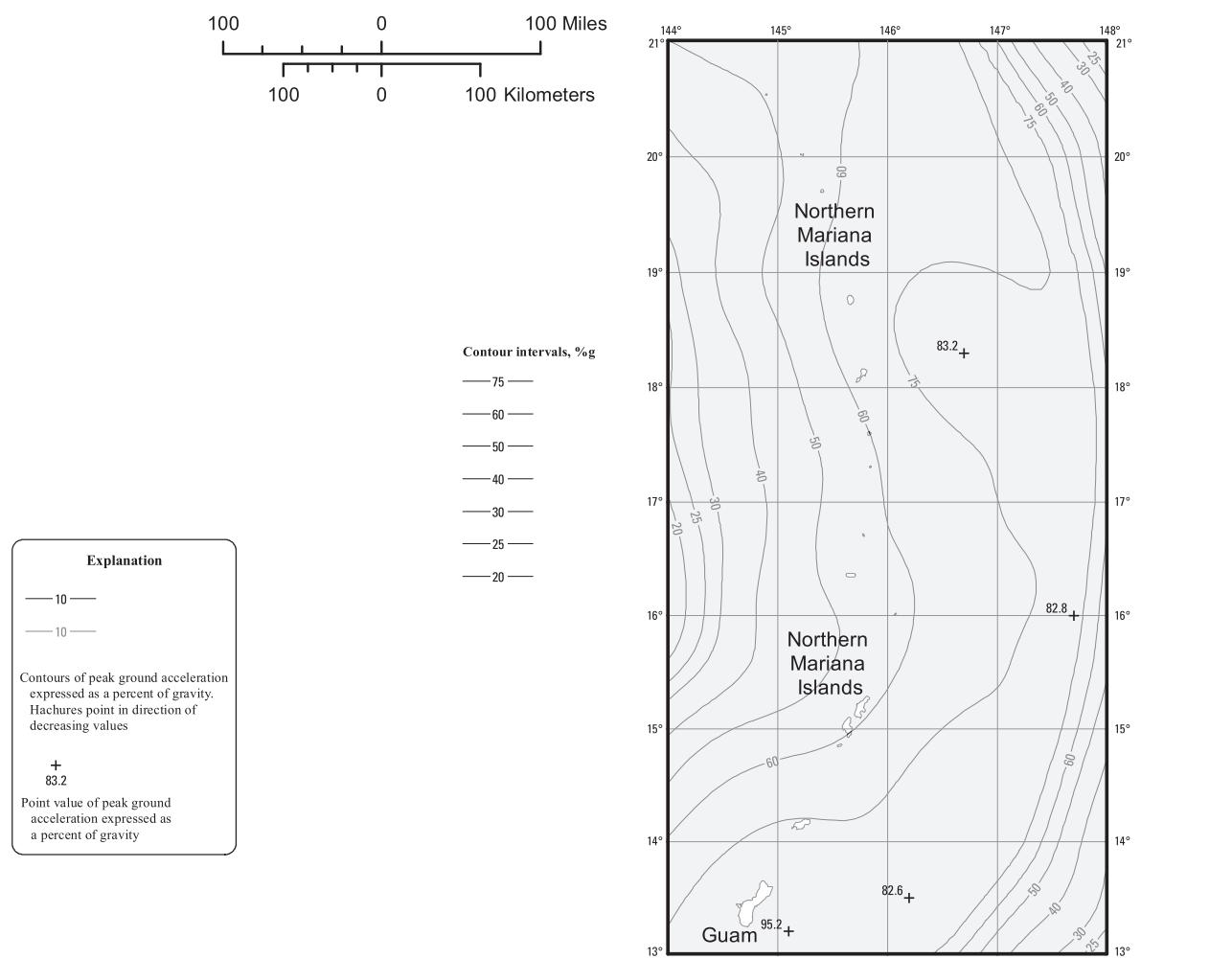


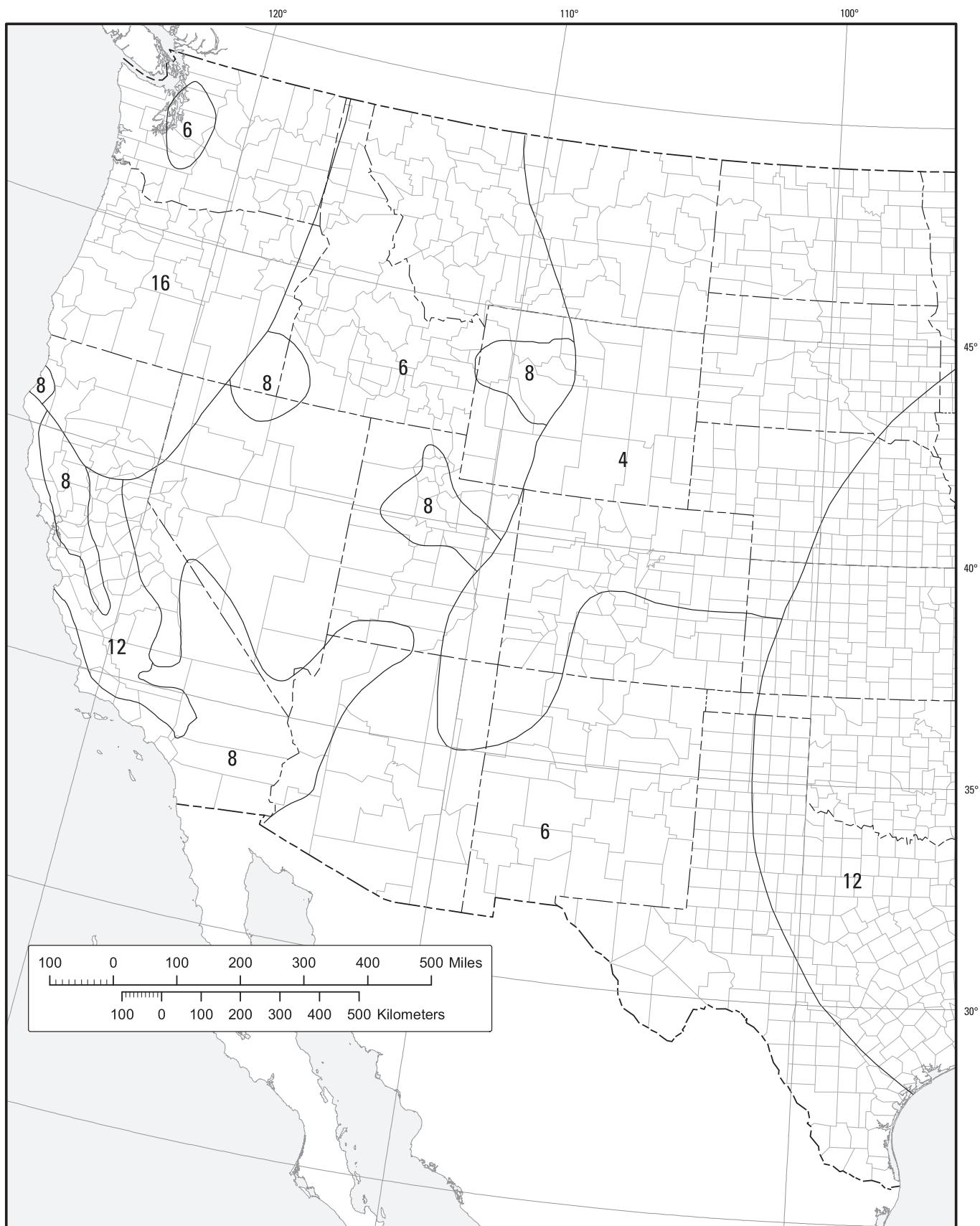
FIGURE 22-11 Maximum Considered Earthquake Geometric Mean (MCE<sub>G</sub>) PGA for Hawaii



**FIGURE 22-12 Maximum Considered Earthquake Geometric Mean ( $MCE_G$ ) PGA for Puerto Rico and the U. S. Virgin Islands**



**FIGURE 22-13 Maximum Considered Earthquake Geometric Mean ( $MCE_G$ ) PGA for Guam and the Northern Mariana Islands (top) and for American Samoa (bottom)**



**FIGURE 22-14** Mapped Long-Period Transition Period,  $T_L$  (s), for the Conterminous United States

*continues*



FIGURE 22-14 (Continued). Mapped Long-Period Transition Period,  $T_L$  (s), for the Conterminous United States

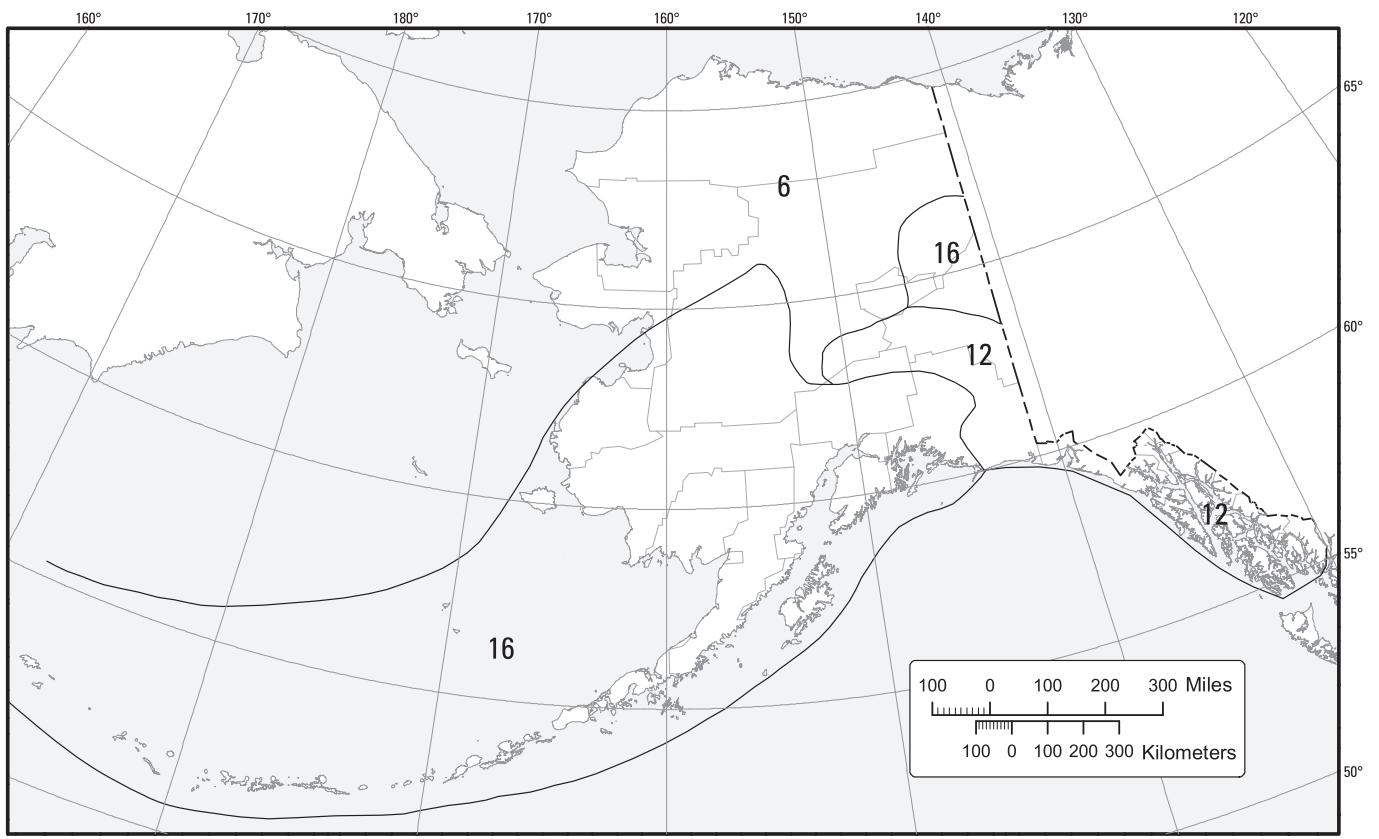


FIGURE 22-15 Mapped Long-Period Transition Period,  $T_L$  (s), for Alaska

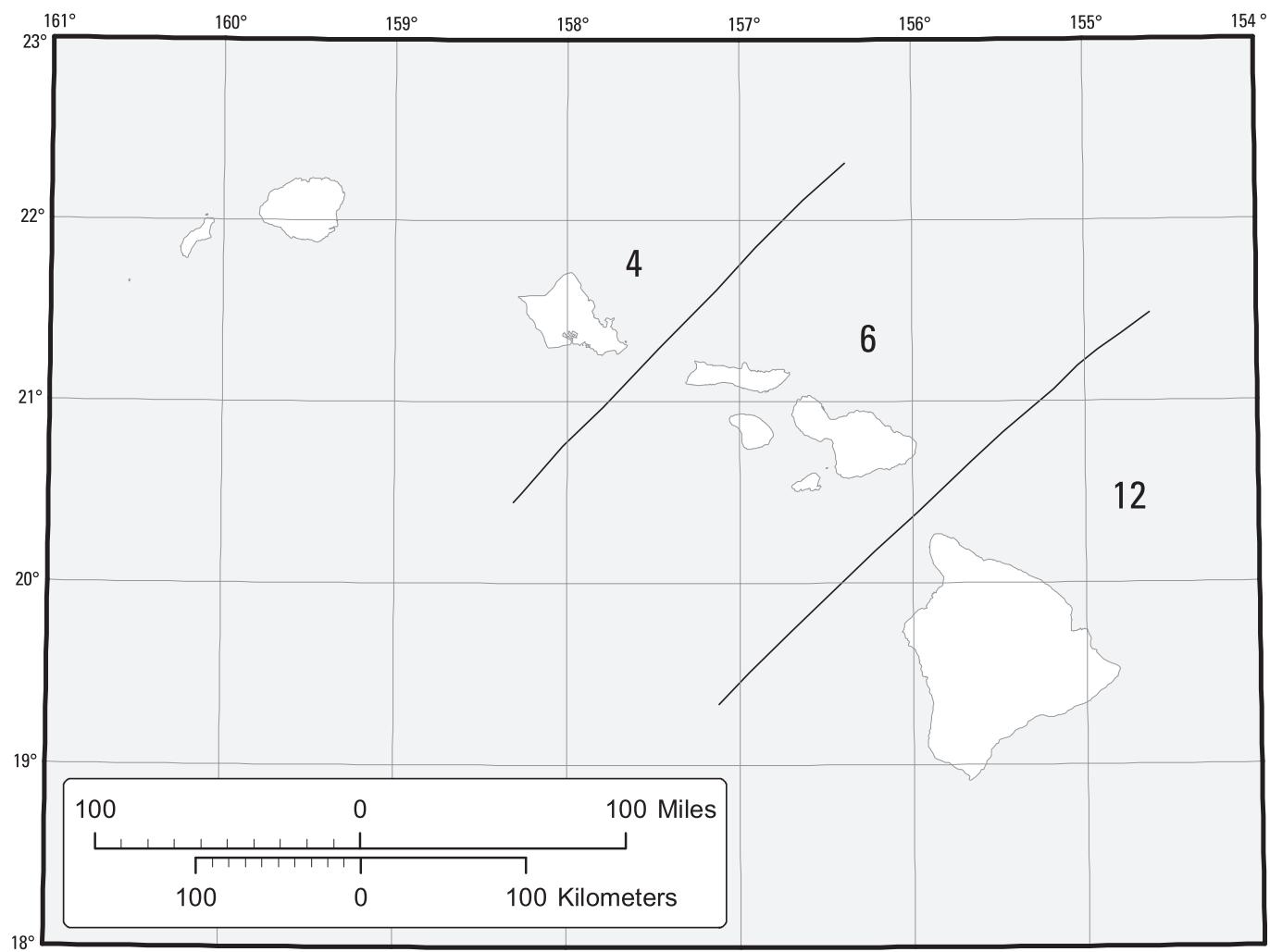
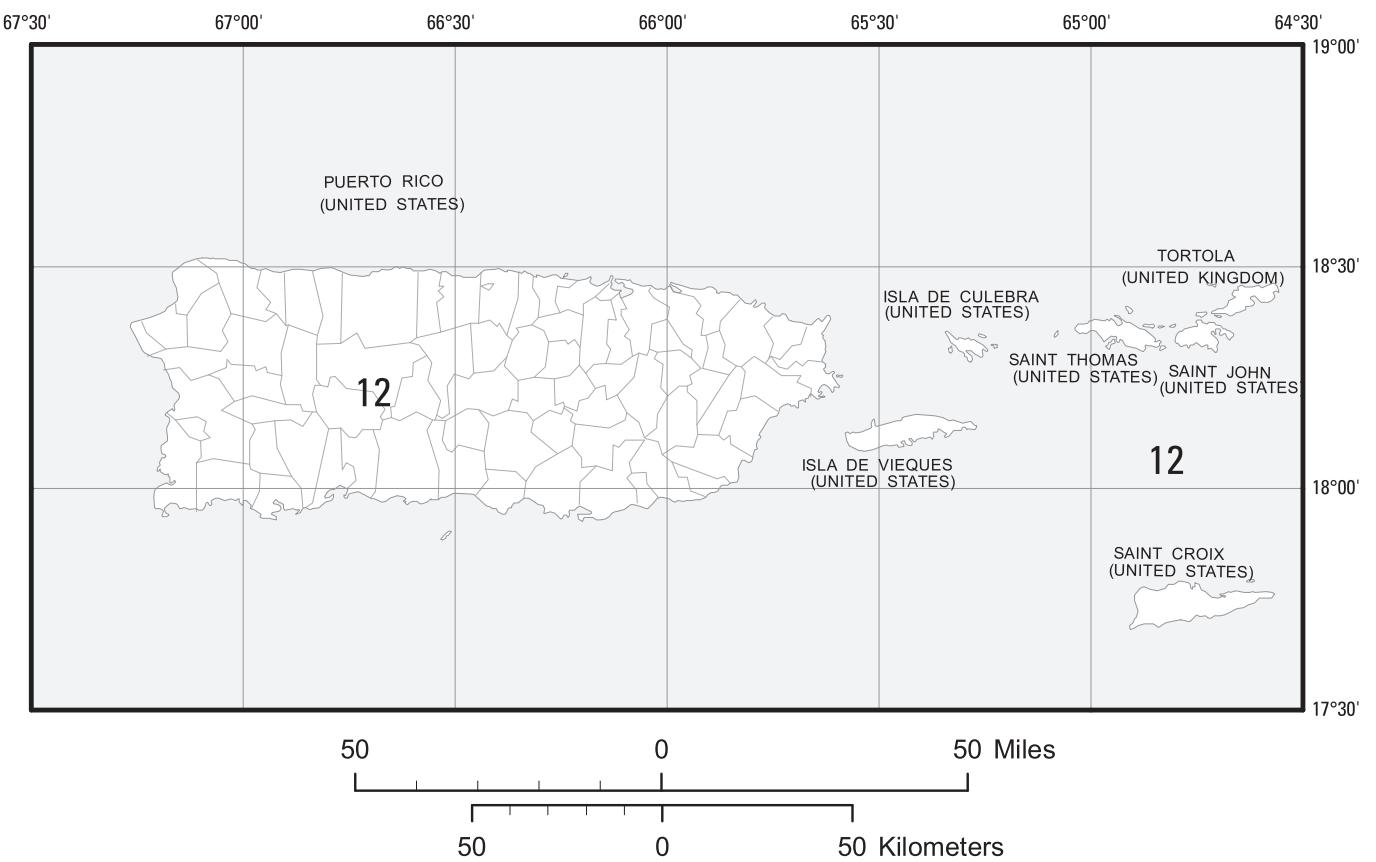
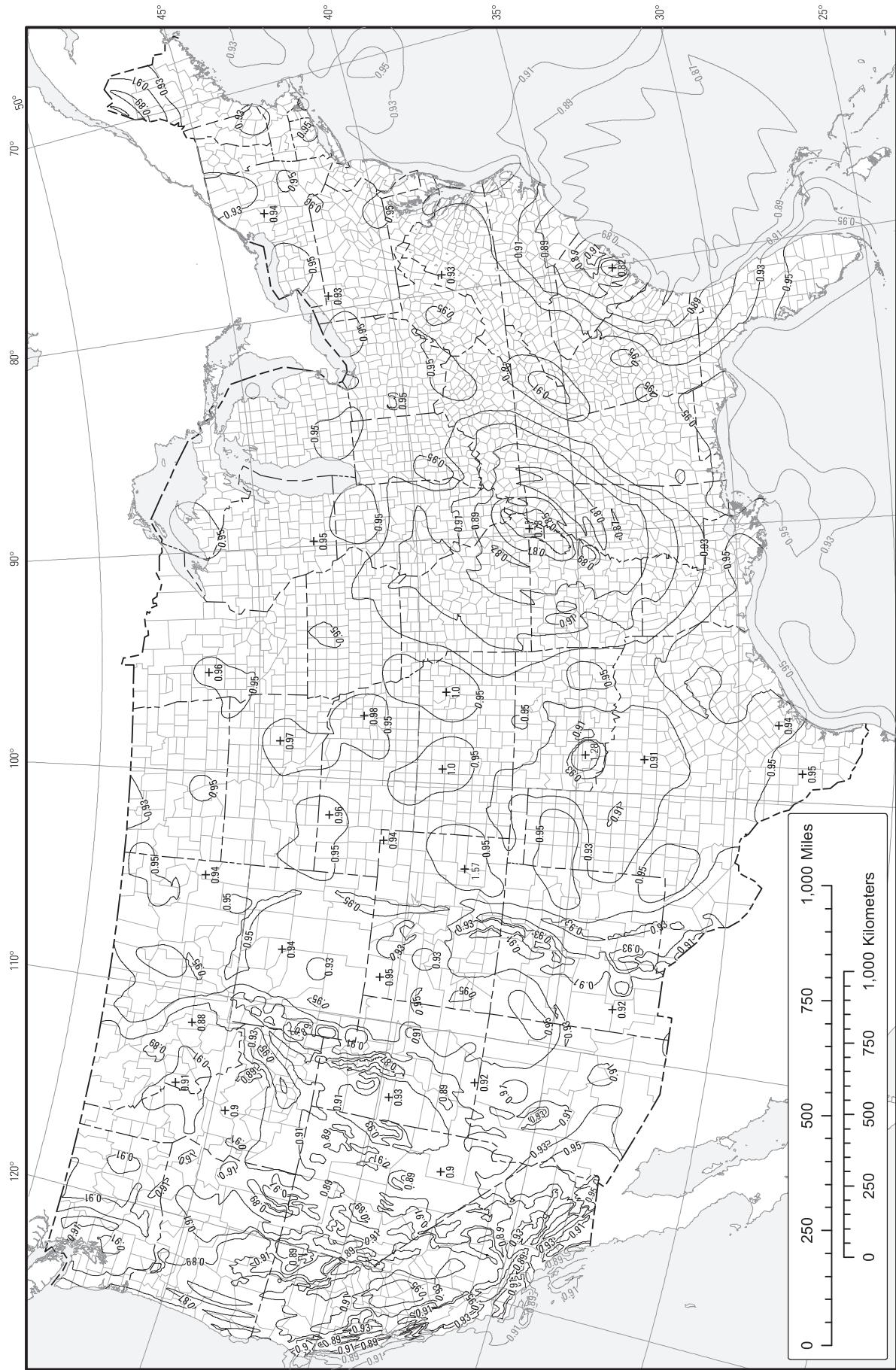


FIGURE 22-16 Mapped Long-Period Transition Period,  $T_L$  (s), for Hawaii

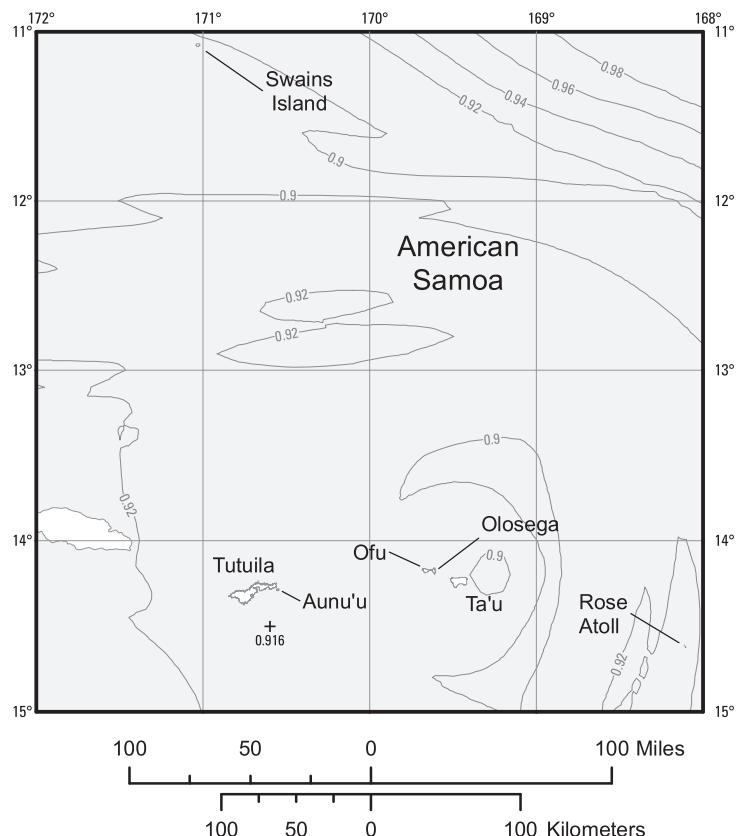
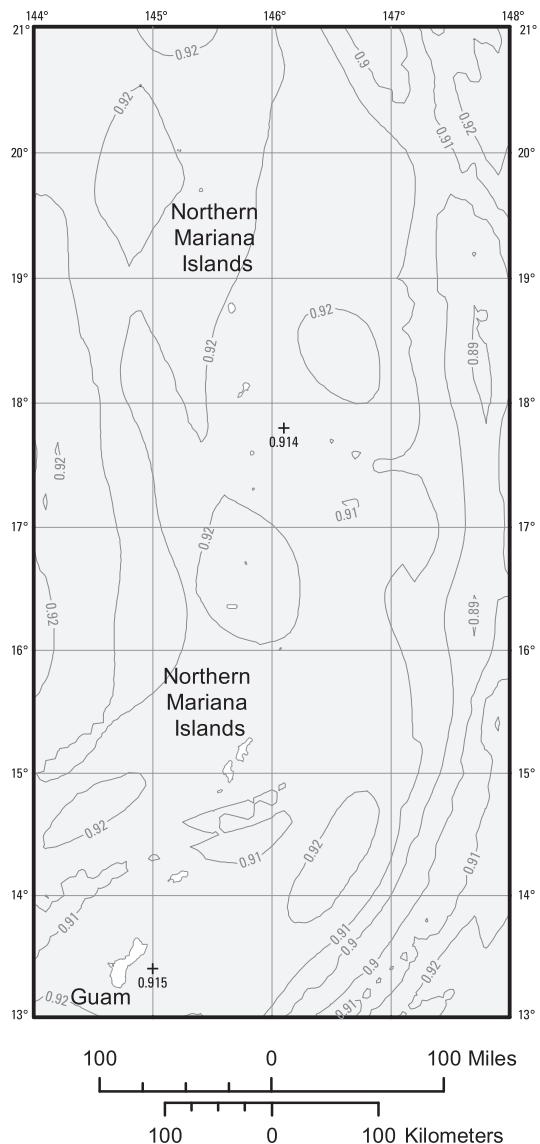


**FIGURE 22-17 Mapped Long-Period Transition Period,  $T_L$  (s), for Puerto Rico and the U.S. Virgin Islands**



**FIGURE 22-18A Mapped Risk Coefficient at 0.2-s Spectral Response Period,  $CR_s$ : Conterminous United States**

*continues*

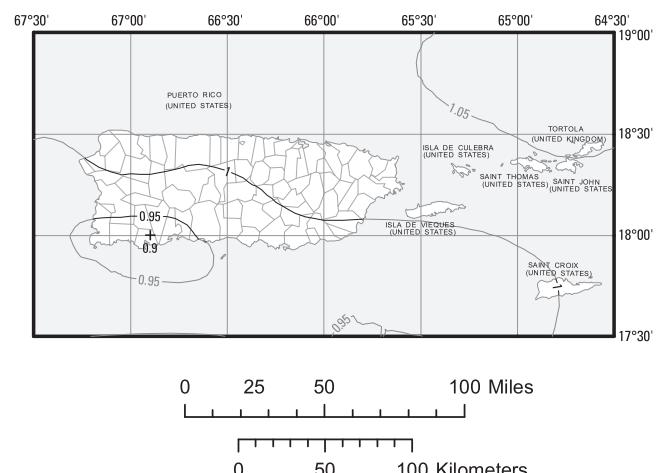
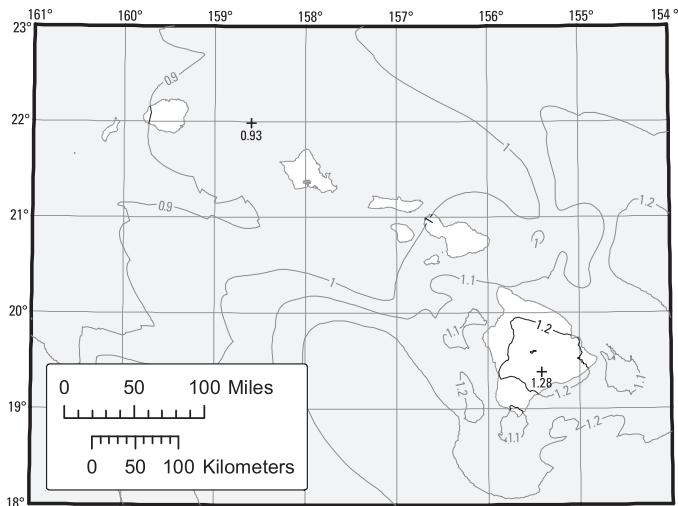
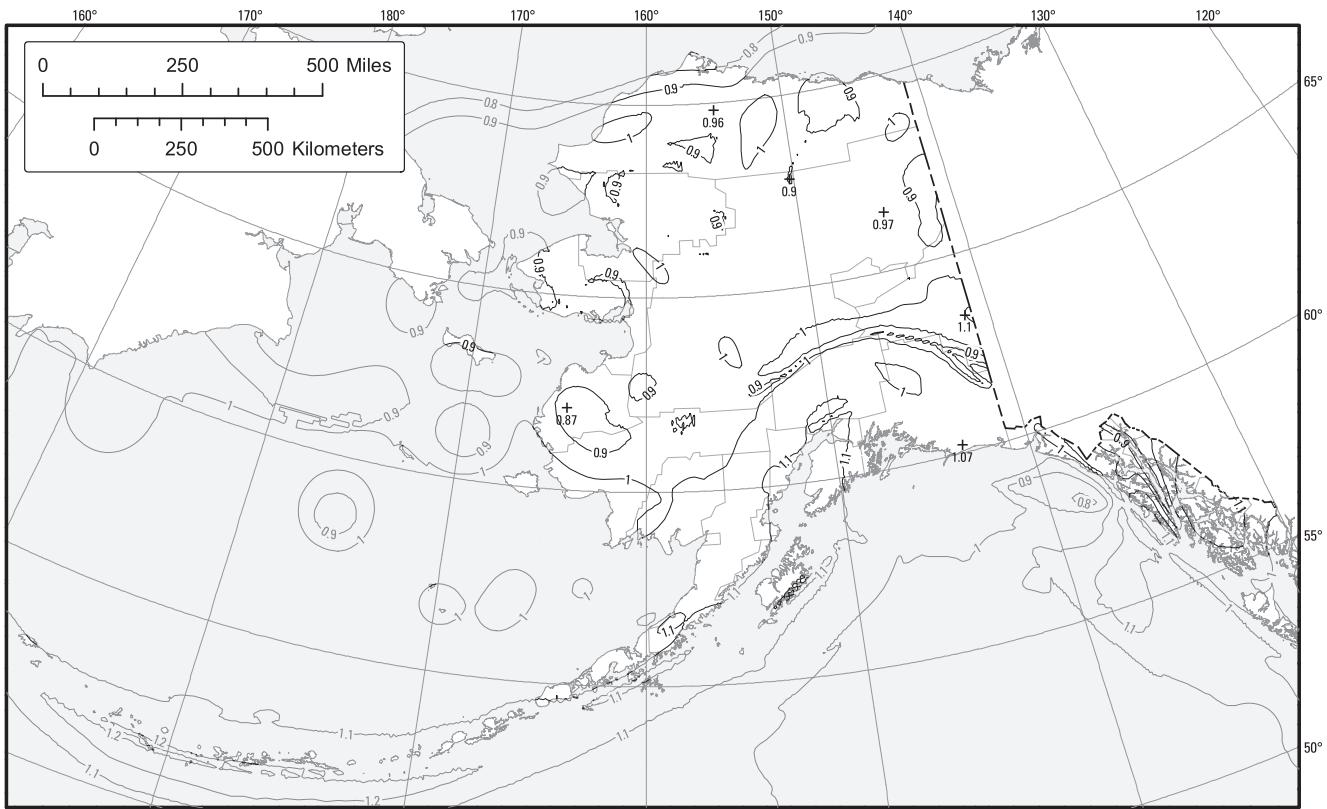


*Note:*

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC) and the American Society of Civil Engineers (ASCE).

**FIGURE 22-18B (Continued)** Mapped Risk Coefficient at 0.2-s Spectral Response Period,  $C_{RS}$ : Guam and Northern Mariana Islands (left) and American Samoa (right)

*continues*



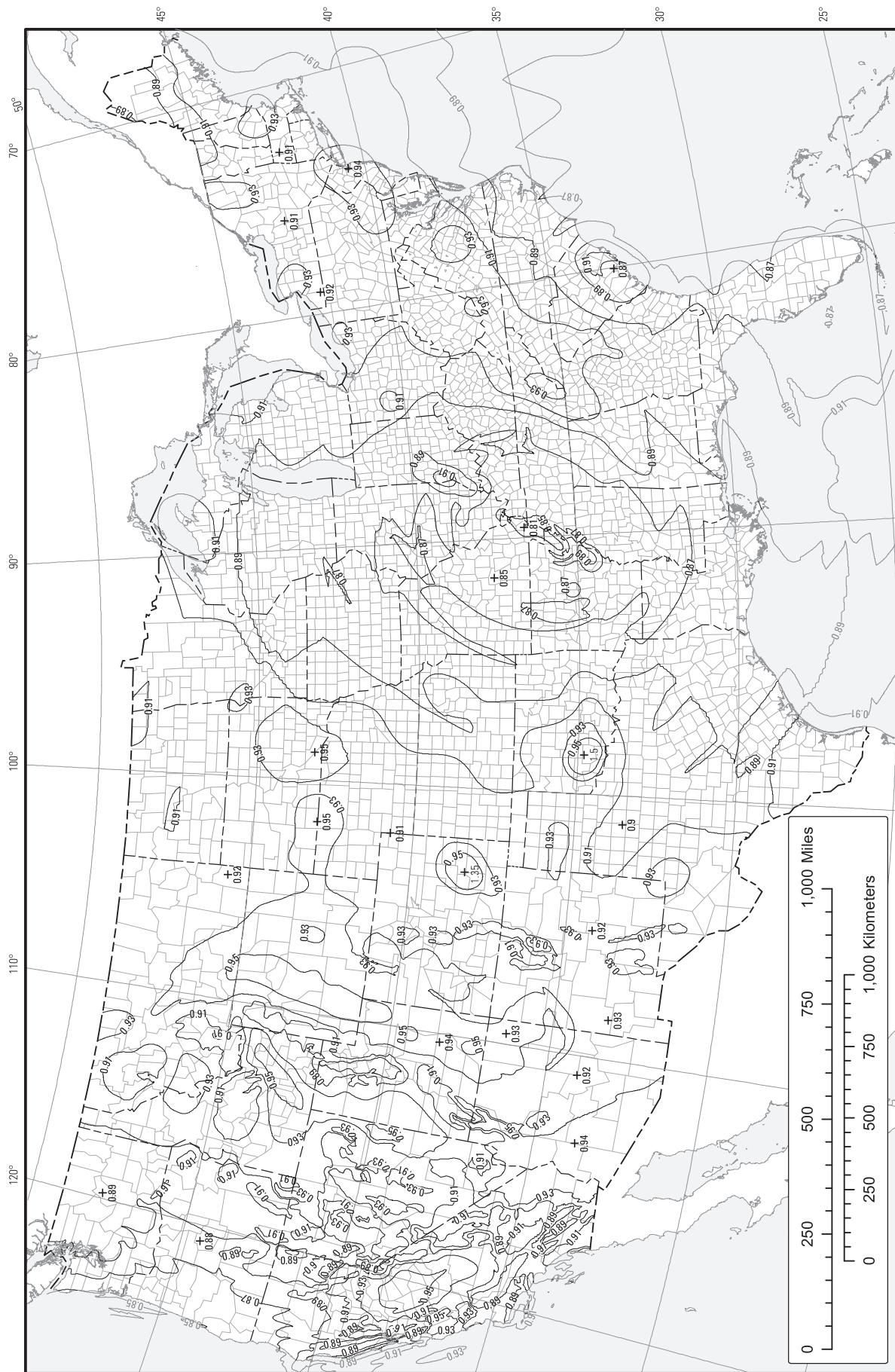
**Note:**

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC) and the American Society of Civil Engineers (ASCE).

**FIGURE 22-18C (Continued) Mapped Risk Coefficient at 0.2-s Spectral Response Period,  $C_{RS}$ : Alaska (top), Hawaii (left), Puerto Rico, and U.S. Virgin Islands (right)**

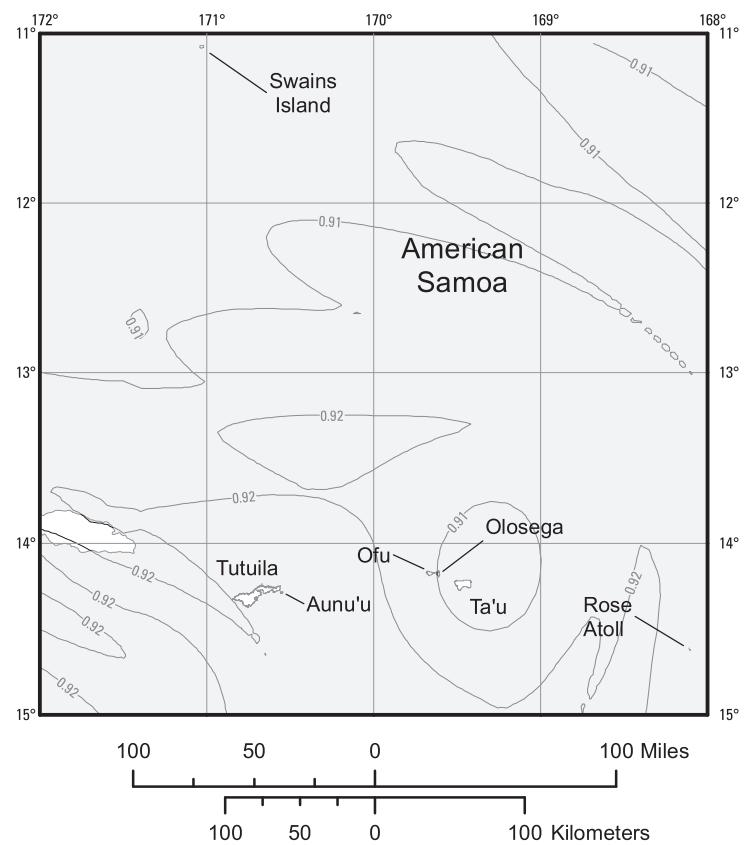
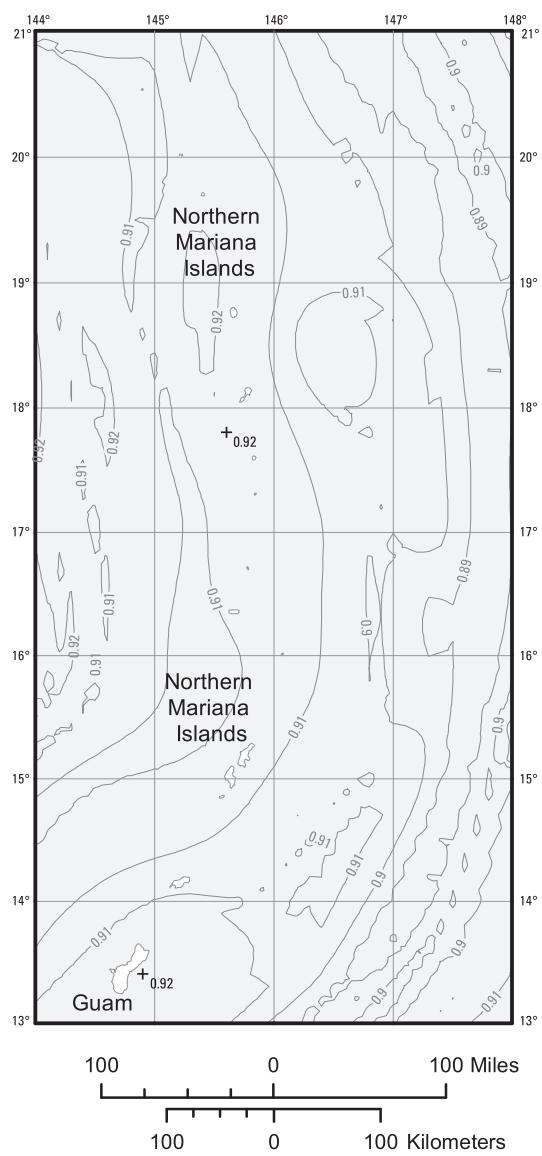
*continues*

**FIGURE 22-19A Mapped Risk Coefficient at 1.0-s Spectral Response Period,  $C_{R1}$ : Conterminous United States**



Notes:

- Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC) and the American Society of Civil Engineers (ASCE).
- Larger, more detailed versions of these maps are not included because it is recommended that the corresponding USGS web tool (<https://doi.org/10.5066/F7NK3C76>) be used to determine the mapped value for a specified location.

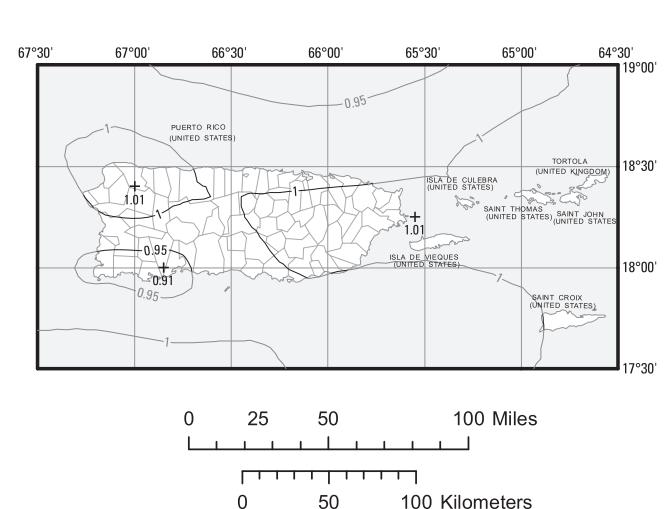
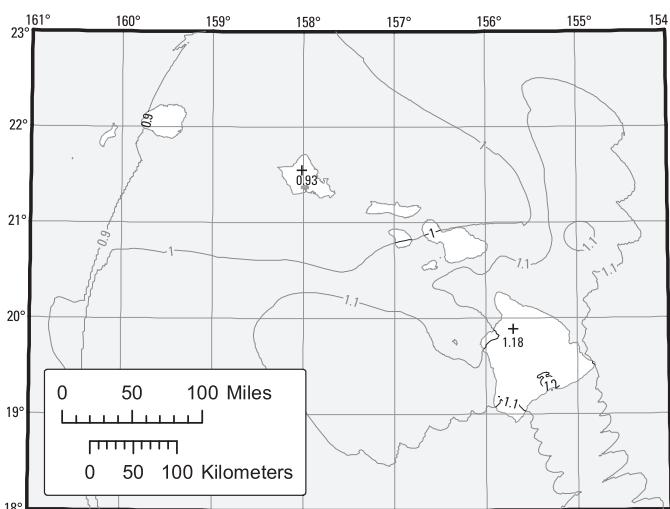
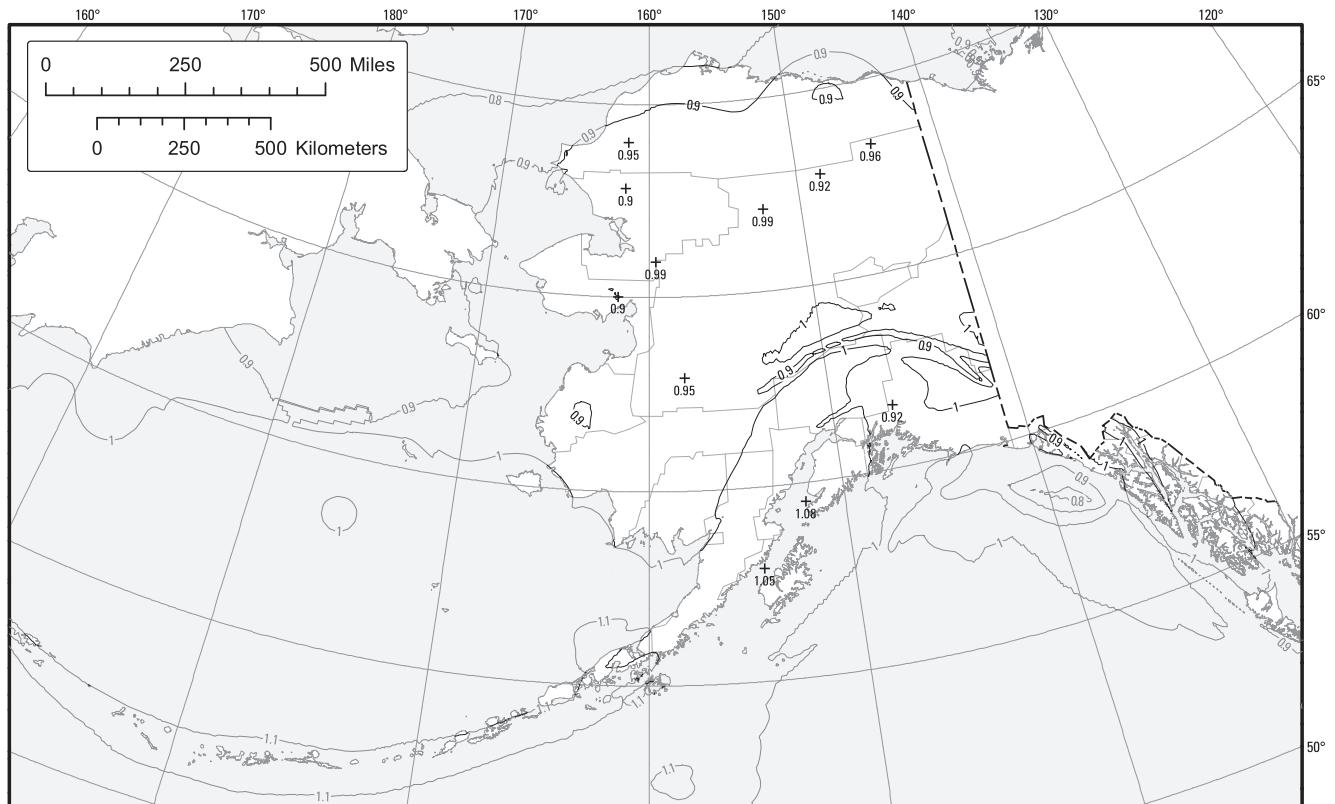


*Note:*

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC) and the American Society of Civil Engineers (ASCE).

**FIGURE 22-19B (Continued) Mapped Risk Coefficient at 1.0-s Spectral Response Period,  $C_{R1}$ : Guam and Northern Mariana Islands (left) and American Samoa (right)**

*continues*



**Note:**

Maps prepared by United States Geological Survey (USGS) in collaboration with the Federal Emergency Management Agency (FEMA)-funded Building Seismic Safety Council (BSSC) and the American Society of Civil Engineers (ASCE).

**FIGURE 22-19C (Continued) Mapped Risk Coefficient at 1.0-s Spectral Response Period,  $C_{R1}$ : Alaska (top), Hawaii (left), Puerto Rico, and U.S. Virgin Islands (right)**

- earthquakes and probabilistic ground-motion maps, *Bull. Seismol. Soc. Am.* 91, 479–498.
- Luco, N., Ellingwood, B. R., Hamburger, R. O., Hooper, J. D., Kimball, J. K., and Kircher, C. A. (2007). “Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States.” *Proc. Structural Eng. Assn. CA*, 163–175.
- Mueller, C. S., Frankel, A. D., Petersen, M. D., and Leyendecker, E. V. (2003). Documentation for the 2003 USGS seismic hazard maps for Puerto Rico and the U.S. Virgin Islands. *U.S. Geological Survey Open-File Report 03-379*. USGS, Reston, VA.
- Mueller, C. S., Haller, K. M., Luco, N., Petersen, M. D., and Frankel, A. D. (2012). “Seismic hazard assessment for Guam and the Northern Mariana Islands.” *U.S. Geological Survey Open-File Report 2012-1015*. USGS, Reston, VA.
- Petersen, M. D., Harmsen, S. C., Rukstales, K. S., Mueller, C. S., McNamara, D. E., Luco, N., and Walling, M. (2012). “Seismic hazard of American Samoa and neighboring South Pacific Islands: Data, methods, parameters, and results.” *U.S. Geological Survey Open-File Report 2012-1087*. USGS, Reston, VA.
- Petersen, M. D., Moschetti, M. P., Powers, P. M., Mueller, C. S., Haller, K. M., Frankel, A. D., Zeng, Y., Rezaeian, S., Harmsen, S. C., Boyd, O. L., Field, E. H., Chen, R., Rukstales, K. S., Luco, N., Wheeler, R. L., Williams, R. A., and Olsen, A. H. (2014). “Documentation for the 2014 update of the U.S. national seismic hazard maps.” *U.S. Geological Survey Open-File Report, 2014-1091*. USGS, Reston, VA.
- Wesson, R. L., Boyd, O. S., Mueller, C. S., Bufo, C. G., Frankel, A. D., Petersen, M. D. (2007). “Revision of time-independent probabilistic seismic hazard maps for Alaska.” *U.S. Geological Survey Open-File Report 2007-1043*. USGS, Reston, VA.

## 22.1 CONSENSUS STANDARDS AND OTHER REFERENCED DOCUMENTS

See Chapter 23 for the list of consensus standards and other documents that shall be considered part of this standard to the extent referenced in this chapter.

## CHAPTER 23

### SEISMIC DESIGN REFERENCE DOCUMENTS

#### 23.1 CONSENSUS STANDARDS AND OTHER REFERENCE DOCUMENTS

This section lists the consensus standards and other documents that shall be considered part of this standard to the extent referenced in Chapters 11 to 22. Those referenced documents identified by an asterisk (\*) are not consensus standards; rather, they are documents developed within the industry and represent acceptable procedures for design and construction to the extent referred to in the specified section.

\***AAMA 501.6, Recommended Dynamic Test Method for Determining the Seismic Drift Causing Glass Fallout from a Wall System**, American Architectural Manufacturers Association, 2001.

*Cited in:* Section 13.5.9.2

**ACI 307, Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys and Commentary**, American Concrete Institute, 2008.

*Cited in:* Sections 15.4.1, 15.6.2.2, Table 15.4-2

**ACI 313, Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials**, American Concrete Institute, 1997.

*Cited in:* Sections 15.7.9.3.3, 15.7.9.6, 15.7.9.7

**ACI 318, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, American Concrete Institute, 2014.

*Cited in:* Sections 11.2, 12.12.5, 12.13.8, 12.13.9.2.1.1, 12.13.9.2.1.2, 12.13.9.3.3, 12.13.9.3.4, 13.4.2.1, 13.4.4, 13.5.7.2, 14.2.1, 14.2.2, 14.2.2.1, 14.2.2.2, 14.2.2.3, 14.2.2.4, 14.2.2.5, 14.2.2.6, 14.2.2.7, 14.2.3, 14.2.3.1.1, 14.2.3.2.1, 14.2.3.2.2, 14.2.3.2.3, 14.2.3.2.5, 14.2.3.2.6, 14.2.4, 14.2.4.5.5, 14.3.1, 14.3.2, 14.4.4.1.2, 14.4.5.2, 15.4.9.1, 15.4.9.4, 15.6.2.2, 15.7.5, 15.7.11.7. Table 12.2-1, Table 12.10-1, Table 15.4-1, Table 15.4-2

**ACI 350.3, Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary**, American Concrete Institute, 2006.

*Cited in:* Sections 15.7.6.1.1, 15.7.7.3

**ACI 355.2, Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary**, American Concrete Institute, 2007.

*Cited in:* Sections 13.4.2.3, 15.4.9.3

**ANSI/AHRI Standards 1270 (I-P) and 1271 (SI) Sections 1 through 10, excluding Appendices, Requirements for Seismic Qualification of HVACR Equipment**, Air-Conditioning, Heating, and Refrigeration Institute, 2015.

*Cited in:* Section 13.6.2.1

**ANSI/AISC 341, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings**, American Institute of Steel Construction, 2016.

*Cited in:* Sections 12.13.9.3.4, 14.1.1, 14.1.2.2.1, 14.1.2.2.2, 14.1.8, 14.3.1, 14.3.3, 17.2.5.5, Table 15.4-1

**ANSI/AISC 360, Specification for Structural Steel Buildings**, American Institute of Steel Construction, 2016.

*Cited in:* Sections 14.1.1, 14.1.2.1, 14.1.2.2.1, 14.3.1, 14.3.2, Table 15.4-1

**ANSI/AISI S100, North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members**, American Iron and Steel Institute, 2016.

*Cited in:* Sections 14.1.1, 14.1.3.1, 14.1.3.2, 14.1.4.1, 14.1.4.2.1, 14.1.5, Table 15.4-1

**ANSI/AISI S230, Standard for Cold-Formed Steel Framing—Prescriptive Method for One- and Two-Family Dwellings**, American Iron and Steel Institute, 2015.

*Cited in:* Sections 14.1.1, 14.1.4.3

**ANSI/AISI S310, North American Standard for the Design of Profiled Steel Diaphragm Panels**, American Iron and Steel Institute, 2016.

*Cited in:* Sections 14.1.1, 14.1.5

**ANSI/AISI S400, North American Standard for Seismic Design of Cold-Formed Steel Structural Systems**, American Iron and Steel Institute, 2015.

*Cited in:* Sections 12.14.7.2, Table 12.2-1, 14.1.1, 14.1.3.2, 14.1.4.2.1, 14.1.4.2.2

**ANSI/RMI MH 16.1, Specification for the Design, Testing, and Utilization of Industrial Steel Storage Racks**, Rack Manufacturers Institute, 2012.

*Cited in:* Sections 15.5.3.1, 15.5.3.1.1, 15.5.3.1.2, 15.5.3.3

**ANSI/RMI MH 16.3 Specification for the Design, Testing, and Utilization of Industrial Steel Cantilevered Storage Racks**, Rack Manufacturers Institute, 2016.

*Cited in:* Section 15.5.3.2, 15.5.3.2.1, 15.5.3.3

**ANSI/SDI-C, Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs**, Steel Deck Institute, 2011.

*Cited in:* Sections 14.1.1, 14.1.5

**ANSI/SDI-NC, Standard for Non-Composite Steel Floor Deck**, Steel Deck Institute, 2010.

*Cited in:* Sections 14.1.1, 14.1.5

**ANSI/SDI-QA/QC, Standard for Quality Control and Quality Assurance for Installation of Steel Deck**, Steel Deck Institute, 2011.

*Cited in:* Sections 14.1.1, 14.1.5

**ANSI/SDI-RD, Standard for Steel Roof Deck**, Steel Deck Institute, 2010.

*Cited in:* Sections 14.1.1, 14.1.5

**ANSI/SJI-CJ, Standard Specification for Composite Steel Joists**, CJ-series, Steel Joist Institute, 2010.

*Cited in:* Section 14.1.1, 14.1.6

**ANSI/SJI-100, Standard Specification for K-Series, LH-Series and DLH-Series Open Web Steel Joists and for Joist Girders**, Steel Joist Institute, 2015.

*Cited in:* Sections 14.1.1, 14.1.6

- API 12B**, *Specification for Bolted Tanks for Storage of Production Liquids*, 12B, 16th Ed., American Petroleum Institute, 2014.  
*Cited in:* Section 15.7.8.2
- API 620**, *Design and Construction of Large, Welded, Low-Pressure Storage Tanks*, 12th Ed., Addendum 1, American Petroleum Institute, 2014.  
*Cited in:* Sections 15.4.1, 15.7.8.1, 15.7.13.1
- API 650**, *Welded Tanks for Oil Storage*, 12th Ed., Addendum 1, American Petroleum Institute, 2014.  
*Cited in:* Sections 15.4.1, 15.7.8.1, 15.7.9.4
- API 653**, *Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction*, 5th Ed., American Petroleum Institute, 2014.  
*Cited in:* Section 15.7.6.1.9, Table 15.4-1
- ASCE 4**, *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary*, American Society of Civil Engineers, 1998.  
*Cited in:* Section 12.9.1.3
- ASCE 8**, *Specification for the Design of Cold-Formed Stainless Steel Structural Members*, American Society of Civil Engineers, 2002.  
*Cited in:* Sections 14.1.1, 14.1.3.1, 14.1.3.2, 14.1.5
- ASCE 19**, *Structural Applications of Steel Cables for Buildings*, American Society of Civil Engineers, 2010.  
*Cited in:* Sections 14.1.1, 14.1.7
- ASCE 41**, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, 2013.  
*Cited in:* Chapter 16
- ASME A17.1**, *Safety Code for Elevators and Escalators*, American Society of Mechanical Engineers, 2007.  
*Cited in:* Sections 13.6.11, 13.6.11.3
- ASME B31**, Standards of Pressure Piping, ASME-American Society of Mechanical Engineers (consists of the following standards):
- ASME B31.1**, *Power Piping*, 2014.
  - ASME B31.3**, *Process Piping*, 2014.
  - ASME B31.4**, *Pipeline Transportation Systems for Liquids and Slurries*, 2012
  - ASME B31.5**, *Refrigeration Piping and Heat Transfer Components*, 2013.
  - ASME B31.8**, *Gas Transmission and Distribution Piping Systems*, 2014.
  - ASME B31.9**, *Building Services Piping*, 2014.
  - ASME B31.11**, *Slurry Transportation Piping Systems*, 2002.
  - ASME B31.12**, *Hydrogen Piping and Pipelines*, 2014.
  - ASME B31EA-2010**, *Standard for the Seismic Design and Retrofit of Above-Ground Piping Systems*, Addendum A, 2010.
- Cited in:* Sections 13.6.4.1, 13.6.7.1, Table 13.6-1
- ASME BPVC**, *Boiler and Pressure Vessel Code*, American Society of Mechanical Engineers (consists of the following codes):
- BPVC-I**, *Rules for Construction of Power Boilers*, 2015.
  - BPVC-IV**, *Rules for Construction of Heating Boilers*, 2015.
  - BPVC-VIII Division 1**, *Rules for Construction of Pressure Vessels*, 2015.
  - BPVC-VIII Division 2**, *Rules for Construction of Pressure Vessels*, Alternative Rules, 2015.
  - BPVC-VIII Division 3**, *Rules for Construction of Pressure Vessels*, Alternative Rules for Construction of High Pressure Vessels, 2015.
- Cited in:* Sections 13.6.10, 13.6.13, 15.7.11.2, 15.7.11.6, 15.7.12.2
- ASME STS-1**, *Steel Stacks*, American Society of Mechanical Engineers, 2011  
*Cited in:* Section 15.6.2.3, Table 15.4-2
- ASTM A108**, *Standard Specification for Steel Bar, Carbon and Alloy, Cold-Finished*, ASTM International, 2007.  
*Cited in:* Section 11.3
- ASTM A307**, *Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60 000 PSI Tensile Strength*, ASTM International, 2007.  
*Cited in:* Section 11.3
- ASTM A500**, *Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes*, ASTM International, 2009.  
*Cited in:* Section 14.1.3.3.4
- ASTM A615**, *Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement*, 2016.  
*Cited in:* Section 14.2.4.5.5
- ASTM A653**, *Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc-Iron Alloy-Coated (Galvannealed) by the Hot-Dip Process*, ASTM International, 2009.  
*Cited in:* Section 14.1.3.3.3
- ASTM A706/A706M**, *Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement*, ASTM International, 2004.  
*Cited in:* Section 14.2.4.5.5
- ASTM C635/C635M**, *Standard Specification for the Manufacture, Performance, and Testing of Metal Suspension Systems for Acoustical Tile and Lay-in Panel Ceilings*, ASTM International, 2013.  
*Cited in:* Sections 13.5.6.2.1, 13.5.6.2.2
- ASTM C636/C636M**, *Standard Practice for Installation of Metal Ceiling Suspension Systems for Acoustical Tile and Lay-in Panels*, ASTM International, 2013.  
*Cited in:* Sections 13.5.6.2.1, 13.5.6.2.2
- ASTM C39**, *Standard Test Method for Comprehensive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*  
*Cited in:* Section 14.2.4.6.8
- ASTM C1087**, *Standard Test Method for Determining Compatibility of Liquid-Applied Sealants with Accessories Used in Structural Glazing Systems*, ASTM International, 2011.  
*Cited in:* Table 13.5-2
- ASTM C1135**, *Standard Test Method for Determining Tensile Adhesion Properties of Structural Sealants*, ASTM International, 2011.  
*Cited in:* Table 13.5-2
- ASTM C1265**, *Standard Test Method for Determining the Tensile Properties of an Insulating Glass Edge Seal for Structural Glazing Applications*, ASTM International, 2011.  
*Cited in:* Table 13.5-2
- ASTM C1294**, *Standard Test Method for Compatibility of Insulating Glass Edge Sealants with Liquid-Applied Glazing Materials*, ASTM International, 2011.  
*Cited in:* Table 13.5-2
- ASTM C1369**, *Standard Specification for Secondary Edge Sealants for Structurally Glazed Insulating Glass Units*, ASTM International, 2014.  
*Cited in:* Table 13.5-2
- ASTM D1586**, *Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils*, ASTM International, 2004.  
*Cited in:* Sections 11.3, 20.4.2
- ASTM D2166**, *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*, ASTM International, 2000.  
*Cited in:* Section 20.4.3
- ASTM D2216**, *Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*, ASTM International, 1998.  
*Cited in:* Section 20.4.3

**ASTM D2850**, *Standard Test Method for Unconsolidated-Un-drained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*, ASTM International, 2003.

Cited in: Sections 11.3, 20.4.3

**ASTM D4318**, *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*, ASTM International, 2000.

Cited in: Sections 11.3, 20.4.3

**ASTM E580/E580M-14**, *Standard Practice for Installation of Ceiling Suspension Systems for Acoustical Tile and Lay-In Panels in Areas Subject to Earthquake Ground Motions*, ASTM International, 2014.

Cited in: Sections 13.5.6.2.1, 13.5.6.2.2

**ASTM F1554**, *Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength*, ASTM International, 2015.

Cited in: Sections 13.5.3, 15.4.9.4

**AWC NDS-15**, *National Design Specification for Wood Construction*, Including Supplements, American Wood Council, 2014.

Cited in: Section 14.5.1

**AWC SDPWS-15**, *Special Design Provisions for Wind and Seismic*, American Wood Council, 2015.

Cited in: Sections 12.11.2.2.3, 12.14.7.2, 12.14.7.5.2, 14.5.1, Table 12.10-1

**AWWA D100-11**, *Welded Carbon Steel Tanks for Water Storage*, American Water Works Association, 2011.

Cited in: Sections 15.4.1, 15.7.7.1, 15.7.9.4, 15.7.10.6

**AWWA D103**, *Factory-Coated Bolted Carbon Steel Tanks for Water Storage*, American Water Works Association, 2009.

Cited in: Sections 15.4.1, 15.7.7.2, 15.7.9.5

**AWWA D107**, *Composite Elevated Tanks for Water Storage*, American Water Works Association, 2010.

Cited in: Section 15.7.10.7

**AWWA D110**, *Wire- and Strand-Wound, Circular, Prestressed Concrete Water Tanks*, American Water Works Association, 2013.

Cited in: Section 15.7.7.3

**AWWA D115**, *Tendon-Prestressed Concrete Water Tanks*, 2006.

Cited in: Section 15.7.7.3

**DOC PS 1-09**, *Structural Plywood*, U.S. Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 2009.

Cited in: Section 11.2

**DOC PS 2-10**, *Performance Standard for Wood-Based Structural-Use Panels*, U.S. Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 2011.

Cited in: Section 11.2

**\*FEMA P-795**, *Quantification of Building Seismic Performance Factors: Component Equivalency Methodology*. Applied Technology Council, Redwood City, CA, 2011.

**\*ICC-ES AC 156-04**, effective January 1, 2007, *Acceptance Criteria for Seismic Certification by Shake-Table Testing of Nonstructural Components and Systems*, International Code Council Evaluation Service, 2007.

Cited in: Section 13.2.5

**\*IRC**, *2015 International Residential Code*, International Code Council, 2012.

Cited in: Section 11.1.2

**\*MSS SP-58**, *Pipe Hangers and Supports—Materials, Design, and Manufacture*, Manufacturers Standardization Society of the Valve and Fittings, Industry, 2002.

Cited in: Section 13.6.4.1

**NFPA 13**, *Standard for the Installation of Sprinkler Systems*, National Fire Protection Association, 2016.

Cited in: Sections 13.4.6, 13.6.4.1, 13.6.7.2

**NFPA 59A**, *Standard for the Production, Storage, and Handling of Liquefied Natural Gas (LNG)*, National Fire Protection Association, 2013.

Cited in: Section 15.4.8

**\*NIST GCR 10-917-8**, *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*, NEHRP Consultants Joint Venture, a Partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering. U.S. Department of Commerce, Washington, DC, 2010.

**\*NIST GCR 12-917-20**, *Tentative Framework for Development of Advanced Seismic Design Criteria for New Buildings*. NEHRP Consultants Joint Venture, a Partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering. U.S. Department of Commerce, Washington, DC, 2012.

**PTI DC10.5**, *Standard Requirements for Design and Analysis of Post-Tensioned Concrete Foundations on Expansive Soils*, Post-Tensioning Institute, 2012.

Cited in: Section 12.13.9.2.1.1

**TMS 402**, *Building Code Requirements for Masonry Structures*, The Masonry Society, 2016.

Cited in: Sections 13.4.2.2, 14.4.1, 14.4.2, 14.4.3, 14.4.3.1, 14.4.4.1.1, 14.4.4.1.2, 14.4.5, 14.4.5.1, 14.4.5.2, 14.4.5.3, 14.4.5.4, 14.4.5.5, 14.4.6, 14.4.6.1, 15.4.9.2

**TMS 602**, *Specification for Masonry Structures*, The Masonry Society, 2016.

Cited in: Sections 14.4.1, 14.4.2, 14.4.7, 14.4.7.1

This page intentionally left blank

**CHAPTER 24**  
**RESERVED FOR FUTURE PROVISIONS**

This page intentionally left blank

**CHAPTER 25**  
**RESERVED FOR FUTURE PROVISIONS**

This page intentionally left blank

## CHAPTER 26

### WIND LOADS: GENERAL REQUIREMENTS

#### 26.1 PROCEDURES

**26.1.1 Scope.** Buildings and other structures, including the main wind force resisting system (MWFRS) and all components and cladding (C&C) thereof, shall be designed and constructed to resist the wind loads determined in accordance with Chapters 26 through 31. The provisions of this chapter define basic wind parameters for use with other provisions contained in this standard.

**26.1.2 Permitted Procedures.** The design wind loads for buildings and other structures, including the MWFRS and C&C elements thereof, shall be determined using one of the procedures as specified in this section. An outline of the overall process for the determination of the wind loads, including section references, is provided in Fig. 26.1-1.

**26.1.2.1 Main Wind Force Resisting System.** Wind loads for the MWFRS shall be determined using one of the following procedures:

1. Directional Procedure for buildings of all heights as specified in Chapter 27 for buildings meeting the requirements specified therein;
2. Envelope Procedure for low-rise buildings as specified in Chapter 28 for buildings meeting the requirements specified therein;
3. Directional Procedure for Building Appurtenances (rooftop structures and rooftop equipment) and Other Structures (such as solid freestanding walls and solid freestanding signs, chimneys, tanks, open signs, single-plane open frames, and trussed towers) as specified in Chapter 29; or
4. Wind Tunnel Procedure for all buildings and all other structures as specified in Chapter 31.

**26.1.2.2 Components and Cladding.** Wind loads on C&C on all buildings and other structures shall be designed using one of the following procedures:

1. Analytical Procedures provided in Parts 1 through 6, as appropriate, of Chapter 30; or
2. Wind Tunnel Procedure as specified in Chapter 31.

#### 26.2 DEFINITIONS

The following definitions apply to the provisions of Chapters 26 through 31:

**APPROVED:** Acceptable to the Authority Having Jurisdiction.

**ATTACHED CANOPY:** A horizontal (maximum slope of 2%) patio cover attached to the building wall at any height; it is different from an overhang, which is an extension of the roof surface.

**BASIC WIND SPEED,  $V$ :** Three-second gust speed at 33 ft (10 m) above the ground in Exposure C (see Section 26.7.3) as determined in accordance with Section 26.5.1.

**BUILDING, ENCLOSED:** A building that has the total area of openings in each wall, that receives positive external pressure, less than or equal to 4 sq ft (0.37 m<sup>2</sup>) or 1% of the area of that wall, whichever is smaller. This condition is expressed for each wall by the following equation:

$$A_o < 0.01A_g \text{, or } 4 \text{ sq ft (0.37 m}^2\text{), whichever is smaller,}$$

where  $A_o$  and  $A_g$  are as defined for Open Buildings.

**BUILDING, LOW-RISE:** Enclosed or partially enclosed building that complies with the following conditions:

1. Mean roof height  $h$  less than or equal to 60 ft (18 m).
2. Mean roof height  $h$  does not exceed least horizontal dimension.

**BUILDING, OPEN:** A building that has each wall at least 80% open. This condition is expressed for each wall by the equation  $A_o \geq 0.8A_g$ , where

$A_o$  = total area of openings in a wall that receives positive external pressure, in ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>); and

$A_g$  = the gross area of that wall in which  $A_o$  is identified, in ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).

**BUILDING, PARTIALLY ENCLOSED:** A building that complies with both of the following conditions:

1. The total area of openings in a wall that receives positive external pressure exceeds the sum of the areas of openings in the balance of the building envelope (walls and roof) by more than 10%.
2. The total area of openings in a wall that receives positive external pressure exceeds 4 ft<sup>2</sup> (0.37 m<sup>2</sup>) or 1% of the area of that wall, whichever is smaller, and the percentage of openings in the balance of the building envelope does not exceed 20%.

These conditions are expressed by the following equations:

$$A_o > 1.10A_{oi}$$

$$A_o > 4 \text{ ft}^2(0.37 \text{ m}^2) \text{ or}$$

$$> 0.01A_g, \text{ whichever is smaller, and } A_{oi}/A_{gi} \leq 0.20$$

where  $A_o$  and  $A_g$  are as defined for Open Building;

$A_{oi}$  = sum of the areas of openings in the building envelope (walls and roof) not including  $A_o$ , in ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>); and

$A_{gi}$  = sum of the gross surface areas of the building envelope (walls and roof) not including  $A_g$ , in ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).

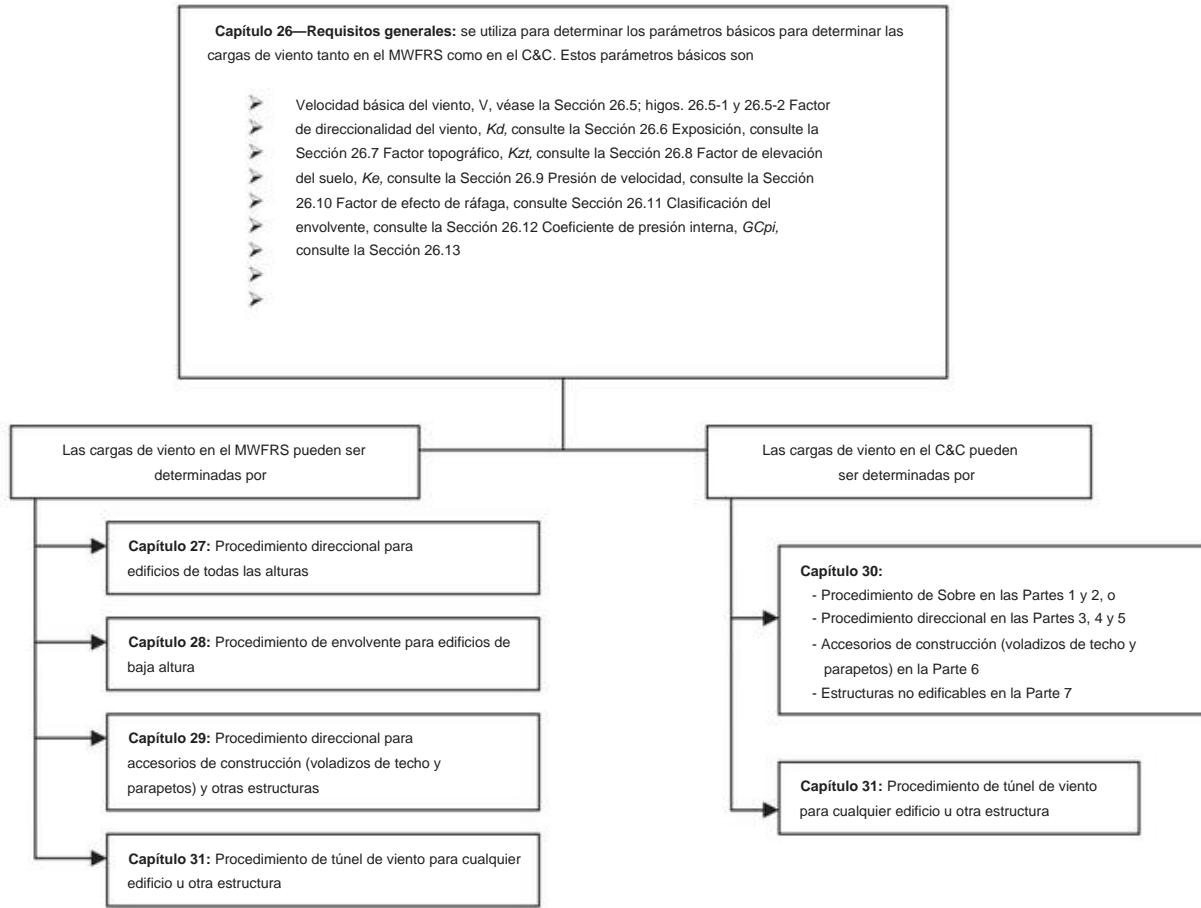


FIGURA 26.1-1 Resumen del proceso para determinar las cargas de viento

Se proporcionan esquemas adicionales y notas para el usuario al comienzo de cada capítulo para obtener procedimientos paso a paso más detallados para determinar las cargas de viento.

**EDIFICIO PARCIALMENTE ABIERTO:** Un edificio que no cumple con los requisitos para espacios abiertos, parcialmente cerrados o edificios cerrados.

**EDIFICIO, DIAFRAGMA SIMPLE:** Edificio en el que tanto las cargas de viento de barlovento como las de sotavento se transmiten por el techo y ensambles de pared que se extienden verticalmente, a través de continuos diafragmas de piso y techo, al MWFRS.

**CONSTRUCCIÓN, TORSIONALMENTE REGULAR BAJO**

**CARGA DE VIENTO:** Un edificio con el MWFRS alrededor de cada eje principal proporcionado de modo que el desplazamiento máximo en cada historia bajo el Caso 2, el caso de carga de viento torsional, de la Fig. 27.3-8 no excede el desplazamiento máximo en la misma ubicación bajo el Caso 1 de la Fig. 27.3-8, el caso básico de carga de viento.

**ENVOLVENTE DEL EDIFICIO:** Revestimientos, cubiertas, paredes exteriores, acristalamiento, ensamblajes de puertas, ensamblajes de ventanas, ensamblajes de tragaluces y otros componentes que encierran el edificio.

**EDIFICIO U OTRA ESTRUCTURA, FLEXIBLE:**

Edificios esbeltos y otras estructuras que tienen una función fundamental frecuencia natural inferior a 1 Hz.

**EDIFICIO U OTRA ESTRUCTURA, DE FORMA REGULAR:** Un edificio u otra estructura que no tiene irregularidad geométrica en la forma espacial.

**EDIFICIO U OTRA ESTRUCTURA RÍGIDA:** Un edificio u otra estructura cuya frecuencia fundamental es mayor o igual a 1 Hz.

**COMPONENTES Y REVESTIMIENTO (C&C):** Elementos de la envolvente del edificio o elementos de los accesorios del edificio y

estructuras y equipos de techo que no califican como parte de la MWFRS.

**FUERZA DE DISEÑO,  $F$ :** Fuerza estática equivalente a utilizar en el determinación de cargas de viento para otras estructuras.

**PRESIÓN DE DISEÑO,  $p$ :** Presión estática equivalente a ser utilizado en la determinación de cargas de viento para edificios.

**DIAFRAGMA:** Techo, piso u otra membrana o arriostramiento sistema que actúa para transferir fuerzas laterales al MWFRS vertical. Para análisis bajo cargas de viento, diafragmas construidos de cubiertas de acero sin cubierta, cubiertas de acero llenas de hormigón y cubiertas de hormigón las losas, cada una con una relación entre la luz y el canto de 2 o menos, se permitido ser idealizado como rígido. Diafragmas construidos de Se permite que los paneles estructurales de madera se idealicen como flexibles.

**PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL:** Un procedimiento para determinar cargas de viento en edificios y otras estructuras para viento específico direcciones, en las que los coeficientes de presión externa utilizados son basado en pruebas anteriores en túneles de viento de modelos de construcción prototípicos para la dirección del viento correspondiente.

**ALTURA DEL ALERO,  $he$ :** La distancia desde la superficie del suelo adyacente al edificio hasta la línea del alero del techo en una pared en particular. Si la altura del alero varía a lo largo del muro, la altura promedio debería ser usado.

**ÁREA DE VIENTO EFECTIVO,  $A$ :** El área utilizada para determinar el coeficiente de presión exterior, ( $GCp$ ) y ( $GCrn$ ). Para C&C elementos, el área de viento efectiva en las Figs. 30.3-1 a 30.3-7, 30.4-1, 30.5-1 y 30.7-1 a 30.7-3 es la longitud del tramo multiplicado por un ancho efectivo que no necesita ser menor que

un tercio de la longitud del tramo. Para paneles solares de techo, el área efectiva de viento en la figura 29.4-7 es igual al área tributaria del elemento estructural que se está considerando, excepto que el ancho del área efectiva de viento no necesita ser menor a un tercio de su longitud. Para sujetadores de revestimiento, el área de viento efectiva no debe ser mayor que el área tributaria de un sujetador individual.

**PROCEDIMIENTO DE ENVOLVENTE:** Un procedimiento para determinar casos de carga de viento en edificios, en el que los coeficientes de presión pseudoexterna se derivan de pruebas anteriores en túnel de viento de modelos de edificios prototípicos rotados sucesivamente 360°, de modo que los casos de pseudopresión producen acciones estructurales clave (p. ej., levantamiento, cortante horizontal y momentos flectores) que envuelven sus valores máximos entre todas las direcciones posibles del viento.

**ESCARPAMIENTO:** Con respecto a los efectos topográficos en la Sección 26.8, un acantilado o pendiente empinada que generalmente separa dos niveles o áreas de pendiente suave (ver Fig. 26.8-1). También conocida como escarpa.

**CUBIERTA LIBRE:** Cubierta con una configuración generalmente conforme a las mostradas en las Figs. 27.3-4 a 27.3-6 (monopendiente, inclinado o en canal) en un edificio abierto sin paredes de cerramiento debajo de la superficie del techo.

**ACRISTALAMIENTO:** Vidrio o lámina de plástico transparente o translúcido utilizado en ventanas, puertas, tragaluces o muros cortina.

**ACRISTALAMIENTO RESISTENTE AL IMPACTO:** Acristalamiento que ha demostrado resistir el impacto de los misiles de prueba mediante pruebas. Consulte la Sección 26.12.3.2.

**COLINA:** Con respecto a los efectos topográficos en la Sección 26.8, una superficie terrestre caracterizada por un fuerte relieve en cualquier dirección horizontal (ver Fig. 26.8-1).

**REGIONES PROPENSAS A HURACANES:** Áreas vulnerables a huracanes; en los Estados Unidos y sus territorios, definida como

1. Las costas del Océano Atlántico y el Golfo de México de los EE. UU., donde la velocidad básica del viento para los edificios de Categoría de riesgo II es superior a 115 mi/h (51,4 m/s); y
2. Hawái, Puerto Rico, Guam, Islas Vírgenes y América Samoa.

**SISTEMA DE PROTECCIÓN CONTRA IMPACTOS:** Construcción que tiene ha demostrado mediante pruebas que resiste el impacto de los misiles de prueba y que se aplica, fija o bloquea sobre el acristalamiento exterior. Consulte la Sección 26.12.3.2.

**SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (MWFRS):** Un conjunto de elementos estructurales asignados para proporcionar soporte y estabilidad para el edificio en general u otra estructura. El sistema generalmente recibe carga de viento de más de una superficie.

**ALTURA MEDIA DEL TECHO, h:** El promedio de la altura del alero del techo y la altura hasta el punto más alto de la superficie del techo, excepto que, para ángulos del techo menores o iguales a 10°, se permite tomar la altura media del techo como la altura del alero del techo.

**ABERTURAS:** Aberturas u orificios en la envolvente del edificio que permiten que el aire fluya a través de la envolvente del edificio y que están diseñadas como "abiertas" durante los vientos de diseño según lo definido por estas disposiciones.

**LITERATURA RECONOCIDA:** Hallazgo de investigación publicado y documentos técnicos que son aprobados.

**CRESTA:** Con respecto a los efectos topográficos en la Sección 26.8, una cresta alargada de una colina caracterizada por un fuerte relieve en dos direcciones (ver Fig. 26.8-1).

**PANEL SOLAR EN CUBIERTA:** Dispositivo para recibir la radiación solar y convertirla en energía eléctrica o térmica. Por lo general, se trata de un módulo fotovoltaico o un panel solar térmico.

**CONJUNTO SOLAR:** cualquier número de paneles solares en la azotea agrupados muy juntos.

**REGIONES DE DESECHOS TRANSPORTADOS POR EL VIENTO:** Áreas dentro de huracanes propensas a la caída donde se requiere protección contra impactos para aberturas vidriadas; consulte la Sección 26.12.3.

**PROCEDIMIENTO DE TÚNEL DE VIENTO:** Procedimiento para determinar las cargas de viento sobre edificios y otras estructuras, en el que se determinan presiones y/o fuerzas y momentos para cada dirección de viento considerada, a partir de un modelo del edificio u otra estructura y su entorno, de acuerdo con Capítulo 31.

## 26.3 SÍMBOLOS

Los siguientes símbolos se aplican solo a las disposiciones de los Capítulos 26 a 31: A = área de viento efectiva, en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)

Af = área de edificios abiertos y otras estructuras normales a la dirección del viento o proyectadas en un plano normal a la dirección del viento, en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)

Ag = área bruta de ese muro en el que se identifica Ao , en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)

Ag<sub>i</sub> = suma de las áreas de superficie bruta de la envolvente del edificio (paredes y techo) sin incluir Ag, en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)

An = área de viento normalizada para paneles solares de techo en la figura 29.4-7 Ao = área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva, en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)

Aog = área total de aberturas en la envolvente del edificio en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)

Aoi = suma de las áreas de las aberturas en la envolvente del edificio (paredes y techo) sin incluir Ao, en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)

As = área bruta de la pared independiente sólida o letrero sólido, en pies<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>) a = ancho de la zona del coeficiente de presión, en pies (m)

B = dimensión horizontal del edificio medida normal a la dirección del viento, en pies (m)

b<sup>-</sup> = factor de velocidad del viento promedio por hora en la ecuación. (26.11-16) de la Tabla 26.11-1

^b = factor de velocidad de ráfaga de 3 s de la Tabla 26.11-1 c = factor de intensidad de turbulencia en la ecuación. (26.11-7) de la Tabla 26.11-1

Cf = coeficiente de fuerza que se utilizará en la determinación de las cargas de viento para otras estructuras CN = coeficiente de presión neta que se utilizará en la determinación de las cargas

de viento para edificios abiertos Cp = coeficiente de presión externa que se utilizará en la determinación de las cargas de viento para edificios D = diámetro de una estructura circular o miembro, en pies (m)

D0 = profundidad de los elementos sobresalientes, como nervaduras y alerones, en pies (m) d1 = para paneles solares de techo, distancia horizontal ortogonal al borde del panel a un panel

adyacente o al borde del edificio, ignorando cualquier equipo de techo en la Fig. 29.4-7, en pies (m) d2 = para paneles solares de techo, distancia horizontal desde el borde de un panel hasta el borde más cercano en la siguiente fila de paneles en la Fig. 29.4-7, en pies (m)

F = fuerza del viento de diseño para otras estructuras, en lb (N)

G = factor de efecto de

ráfaga Cf = factor de efecto de ráfaga para MWFRS de edificios flexibles y otras estructuras

δGCpB = producto del coeficiente de presión externa y ráfaga factor de efecto que se utilizará en la determinación del viento cargas para edificios

$\delta GCPfP$  = producto del coeficiente de presión externa equivalente y el factor de efecto de ráfaga que se usará para determinar las cargas de viento para MWFRS de edificios de baja altura  $\delta GCpP$  = producto del coeficiente de presión interna y el factor de efecto de ráfaga que se usará para determinar las cargas de viento para edificios  $\delta GCPn$  = coeficiente de presión neta combinado para un parapeto  $\delta GCrP$  = producto del coeficiente de presión externa y el factor de efecto de ráfaga que se usará en la determinación de las cargas de viento para estructuras de techo  $\delta GCrnP$  = coeficiente de presión neta para paneles solares de techo, en Ecs. (29.4-4) y (29.4-5)  $\delta GCrnPhom$  = coeficiente de presión neta nominal para paneles solares de techo determinado a partir de la Fig. 29.4-7  $gQ$  = factor de pico para la respuesta de fondo en las Ecs. (26.11-6) y (26.11-10)  $gR$  = factor de pico para la respuesta resonante en la ecuación. (26.11-10)  $gv$  = factor de pico para la respuesta del viento en las Ecs. (26.11-6) y (26.11-10)

$H$  = altura de la colina, cumbre o escarpa en la figura 26.8-1, en pies  
(m)  $h$  = altura media del techo de un edificio o altura de otra estructura, excepto que la altura del alero se debe usar para un ángulo del techo  $\gamma$  menor que o igual a  $10^\circ$ , en pies (m)  $h1$  = altura de un panel solar sobre el techo en el borde inferior del panel, en pies (m)

$h2$  = altura de un panel solar sobre el techo en la parte superior borde del panel, en pies (m)  
 $he$  = altura del alero del techo en un muro en particular, o la altura promedio si el alero varía a lo largo del muro  $hp$  = altura hasta la parte superior del parapeto en las Figs. 27.5-2 y 30.6-1  $hpt$  = altura media del parapeto sobre la superficie del techo adyacente para usar con la ecuación. (29.4-5), en pies (m)

$Iz^-$  = intensidad de la turbulencia de la ecuación. (26.11-7)

$K1, K2, K3$  = multiplicadores en la figura 26.8-1 para obtener  $Kzt$   
 $Kd$  = factor de direccionalidad del viento en la Tabla 26.6-1  
 $Ke$  = factor de elevación del suelo  $Kh$  = coeficiente de exposición a la presión de la velocidad evaluado en la altura  $z = h$   $Kz$  = coeficiente de exposición a la presión de la velocidad evaluado en la altura  $z$   $Kzt$  = factor topográfico como se define en la Sección 26.8

$L$  = dimensión horizontal de un edificio medida paralelamente a la dirección del viento, en pies (m)  
 $Lb$  = longitud normalizada del edificio, para usar con la figura 29.4-7, en pies (m)  
 $Lh$  = distancia a barlovento de la cima de una colina, cresta o escarpa en la figura 26.8-1 hasta donde la diferencia en la elevación del suelo es la mitad de la altura de la colina, cresta o escarpa, en pies (m)

$Lp$  = longitud de la cuerda del panel para usar con paneles solares de techo en la figura 29.4-7, en pies (m)

$Lr$  = dimensión horizontal de la esquina de retorno para una pared sólida independiente o un letrero sólido de la figura 29.3-1, en pies (m)

$Lz$  = escala de longitud integral de turbulencia, en pies (m)  $l$  = factor de escala de longitud integral de la Tabla 26.11-1, pies (m)

$N1$  = frecuencia reducida de Eq. (26.11-14)  $n1$  = frecuencia natural fundamental, en Hz  $na$  = frecuencia natural aproximada del límite inferior (Hz) de la Sección 26.11.2

$p$  = presión de diseño que se utilizará en la determinación de las cargas de viento para edificios, en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )

$PL$  = presión del viento que actúa sobre la cara de sotavento en la Fig. 27.3-8, en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )  $pnet$  = presión neta del viento de diseño de la ecuación. (30.4-1), en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )  $pnet30$  = presión neta del viento de diseño para la Exposición B a  $h=30$  ft (9.1 m) e  $l = 1.0$  de la Fig. 30.4-1, en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )  $pp$  = presión neta combinada sobre un parapeto de la ecuación. (27.3-4), en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )  $ps$  = presión de viento de diseño neta de la ecuación. (28.5-1), en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )  $ps30$  = presión de viento de diseño simplificado para Exposición B a  $h=30$  ft (9.1 m) e  $l = 1.0$  de la Fig. 28.5-1, en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )

$PW$  = presión del viento que actúa sobre la cara de barlovento en la Fig. 27.3-8, en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )

$Q$  = factor de respuesta de fondo de la ecuación. (26.11-8)  $q$  = presión de velocidad, en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )  $qh$  = presión de velocidad evaluada a la altura  $z = h$ , en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )  $qi$  = presión de velocidad para la determinación de la presión interna, en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )  $qp$  = presión de velocidad en la parte superior del parapeto, en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )  $qz$  = presión de velocidad evaluada a la altura  $z$  arriba

tierra, en  $Ibft^2$  ( $N\cdot m^2$ )

$R$  = factor de respuesta resonante de la ecuación. (26.11-12)  $r$  = relación de elevación a luz para techos arqueados

$RB; Rh; RL$  = valores de las Ecs. (26.11-15a) y (26.11-15b)

$Ri$  = factor de reducción de la ecuación. (26.13-1)

$Rn$  = valor de la ecuación. (26.11-13)  $s$

= dimensión vertical de la pared independiente sólida o el letrero sólido de la figura 29.3-1, en pies (m)

$V$  = velocidad básica del viento obtenida de las Figs. 26.5-1A a 26.5-1D y 26.5-2A a 26.5-2D, en  $mi\cdot h$  ( $m/s$ ). La velocidad básica del viento corresponde a una velocidad de ráfaga de 3 s a 33 pies (10 m) sobre el suelo en la categoría de exposición C  $Vi$  = volumen interno no particionado, en  $pies^3$  ( $m^3$ )

$V_z^-$  = velocidad media del viento por hora a la altura  $z$ , en  $ft\cdot s$  ( $m/s$ )

$W$  = ancho del edificio en las Figs. 30.3-3, 30.3-5A y 30.3-5B y el ancho del tramo en las Figs. 30.3-4 y 30.3-6, en pies (m)

$WL$  = ancho de un edificio en su lado más largo en la figura 29.4-7, en pies (m)

$WS$  = ancho de un edificio en su lado más corto en la figura 29.4-7, en pies (m)  $x$  = distancia a barlovento o a favor del viento de la cresta en la figura 26.8-1, en pies (m)  $z$  = altura sobre el nivel del suelo, en ft (m)  $z^-$  = altura equivalente de la estructura, en ft (m)

$zg$  = altura nominal de la capa límite atmosférica utilizada en esta norma (los valores aparecen en la Tabla 26.11-1)  $zmin$  = constante de exposición de la Tabla 26.11-1  $\gamma$  = Exponente de la ley de potencia de la velocidad de ráfagas de 3 s de la tabla 26.11-1  $\gamma^+$  = recíproco de  $\gamma$  de la tabla 26.11-1  $\gamma^-$  = exponente de la ley de potencia de la velocidad del viento promedio por hora en la ecuación. (26.11-16) de la Tabla 26.11-1  $\gamma$  = relación de amortiguamiento, porcentaje crítico para edificios o

otras estructuras

$\gamma c$  = factor de cuerda del panel para usar con paneles solares en la azotea en la ecuación. (29.4-5)  $\gamma E$  = factor de borde del arreglo para usar con paneles solares de techo en la Fig. 29.4-7 y las Ecs. (29.4-4) y (29.4-5)

$\hat{y}_p$  = factor de altura del parapeto para uso con paneles solares en la azotea en la ecuación. (29.4-5)  $\hat{y}$  = relación entre el área sólida y el área bruta para un muro sólido independiente, un letrero sólido, un letrero abierto, la cara de una torre con celosía o una estructura de celosía

$\hat{y}^-$  = exponente de ley de potencia de escala de longitud integral en Eq. (26.11-9) de la Tabla 26.11-1  $\hat{y}$  = valor utilizado en las Ecs. (26.11-15a) y (26.11-15b) (consulte la Sección 26.11.4)  $\hat{y}$  = ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados  $\hat{y}$  = factor de ajuste para la altura del edificio y la exposición de las Figs. 28.5-1 y 30.4-1  $v$  = relación altura-ancho para el letrero sólido  $\hat{y}$  = ángulo que forma el panel solar con la superficie del techo en la Fig. 29.4-7, en grados

#### 26.4 GENERALIDADES

**26.4.1 Convención de Signos.** La presión positiva actúa hacia la superficie y la presión negativa actúa alejándose de la superficie.

**26.4.2 Condición de Carga Crítica.** Valores de externo y las presiones internas se combinarán algebraicamente para determinar la carga más crítica.

**26.4.3 Presiones del viento que actúan sobre las caras opuestas de cada superficie del edificio.** En el cálculo de las cargas de viento de diseño para el MWFRS y para C&C de edificios, se tendrá en cuenta la suma algebraica de las presiones que actúan en las caras opuestas de cada superficie del edificio.

#### 26.5 MAPA DE RIESGO DE VIENTO

**26.5.1 Velocidad básica del viento.** La velocidad básica del viento,  $V$ , utilizada en la determinación de las cargas de viento de diseño en edificios y otras estructuras se determinará a partir de las Figs. 26.5-1 y 26.5-2 como sigue, excepto lo dispuesto en las Secciones 26.5.2 y 26.5.3:

Para edificios y estructuras de Categoría de Riesgo I, utilice las Figs. 26.5-1A y 26.5-2A.

Para edificios y estructuras de categoría de riesgo II, utilice las Figs. 26.5-1B y 26.5-2B.

Para edificios y estructuras de Categoría de Riesgo III, utilice las Figs. 26.5-1C y 26.5-2C.

Para edificios y estructuras de Categoría de Riesgo IV, utilice las Figs. 26.5-1D y 26.5-2D.

Se supondrá que el viento proviene de cualquier dirección horizontal. La velocidad básica del viento se incrementará cuando los registros o la experiencia indiquen que las velocidades del viento son más altas que las reflejadas en las Figs. 26.5-1 y 26.5-2.

**26.5.2 Regiones Especiales de Viento.** El terreno montañoso, los desfiladeros y las regiones de vientos especiales que se muestran en la figura 26.5-1 deben examinarse en busca de condiciones de viento inusuales. La Autoridad competente deberá, si es necesario, ajustar los valores dados en la Fig. 26.5-1 para tener en cuenta las velocidades de viento locales más altas. Dicho ajuste se basará en información meteorológica y una estimación de la velocidad básica del viento obtenida de acuerdo con las disposiciones de la Sección 26.5.3.

**26.5.3 Estimación de Velocidades Básicas del Viento a partir de Datos Climáticos Regionales.** En áreas fuera de las regiones propensas a huracanes, los datos climáticos regionales solo se utilizarán en lugar de las velocidades básicas del viento que se indican en las Figs. 26.5-1 y 26.5-2 cuando (1) se hayan utilizado procedimientos de análisis estadístico de valores extremos aprobados para reducir los datos; y (2) se han tenido en cuenta la duración del registro, el error de muestreo, el tiempo promedio, la altura del anemómetro, la calidad de los datos y la exposición al terreno del anemómetro.

La reducción de la velocidad básica del viento por debajo de la de las Figs. 26.5-1 y 26.5-2 estarán permitidos.

En regiones propensas a huracanes, las velocidades del viento derivadas de técnicas de simulación solo se utilizarán en lugar de las velocidades del viento básicas que se indican en las Figs. 26.5-1 y 26.5-2 cuando se utilizan procedimientos aprobados de simulación y análisis estadístico de valores extremos. No se permite el uso de datos regionales de velocidad del viento obtenidos de anemómetros para definir el riesgo de velocidad del viento de huracán a lo largo de las costas del Golfo y del Atlántico, el Caribe o Hawái.

Cuando la velocidad básica del viento se estima a partir de datos climáticos regionales o simulación, la estimación deberá corresponder al intervalo de recurrencia medio aplicable, y la estimación deberá ajustarse para que sea equivalente a una velocidad del viento en ráfagas de 3 s a 33 pies (10 m) sobre el suelo. en la Exposición C.

#### notas

1. Los valores son velocidades de viento de ráfagas nominales de diseño de 3 s en mi/h ( $\text{m/s}$ ) a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C.
2. Se permite la interpolación lineal entre contornos. Los valores de puntos se proporcionan para ayudar con la interpolación.
3. Las islas, áreas costeras y límites terrestres fuera del último contorno deberán utilizar el último contorno de velocidad del viento.
4. El terreno montañoso, las gargantas, los promontorios oceánicos y las regiones de viento especiales se examinarán en busca de condiciones de viento inusuales.
5. Las velocidades del viento corresponden a aproximadamente un 15 % de probabilidad de superación en 50 años (Probabilidad de superación anual = 0,00333, MRI = 300 años).
6. Se permitirá que las velocidades básicas del viento específicas de la ubicación se determinen utilizando [www.atcouncil.org/windspeed](http://www.atcouncil.org/windspeed).

FIGURA 26.5-1A Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo I

continúa

FIGURA 26.5-1A (Continuación). Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo I

#### notas

1. Los valores son velocidades de viento de ráfagas nominales de diseño de 3 s en mi/h (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C.
2. Se permite la interpolación lineal entre contornos. Los valores de puntos se proporcionan para ayudar con la interpolación.
3. Las islas, áreas costeras y límites terrestres fuera del último contorno deberán utilizar el último contorno de velocidad del viento.
4. El terreno montañoso, las gargantas, los promontorios oceánicos y las regiones de viento especiales se examinarán en busca de condiciones de viento inusuales.
5. Las velocidades del viento corresponden a aproximadamente un 7 % de probabilidad de superación en 50 años (Probabilidad de superación anual = 0,00143, MRI = 700 años).
6. Se permitirá que las velocidades básicas del viento específicas de la ubicación se determinen usando [www.atcouncil.org/windspeed](http://www.atcouncil.org/windspeed).

FIGURA 26.5-1B Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo II

continúa

FIGURA 26.5-1B (Continuación). Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo II

#### notas

1. Los valores son velocidades de viento de ráfagas nominales de diseño de 3 s en mi/h (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C.
2. Se permite la interpolación lineal entre contornos. Los valores de puntos se proporcionan para ayudar con la interpolación.
3. Las islas, áreas costeras y límites terrestres fuera del último contorno deberán utilizar el último contorno de velocidad del viento.
4. El terreno montañoso, las gargantas, los promontorios oceánicos y las regiones de viento especiales se examinarán en busca de condiciones de viento inusuales.
5. Las velocidades del viento corresponden a aproximadamente un 3 % de probabilidad de superación en 50 años (Probabilidad de superación anual = 0,000588, MRI = 1700 años).
6. Se permitirá que las velocidades básicas del viento específicas de la ubicación se determinen usando [www.atcouncil.org/windspeed](http://www.atcouncil.org/windspeed).

FIGURA 26.5-1C Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo III

continúa

FIGURA 26.5-1C (Continuación). Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo III

#### notas

1. Los valores son velocidades de viento de ráfagas nominales de diseño de 3 s en mi/h ( $m/s$ ) a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C.
2. Se permite la interpolación lineal entre contornos. Los valores de puntos se proporcionan para ayudar con la interpolación.
3. Las islas, áreas costeras y límites terrestres fuera del último contorno deberán utilizar el último contorno de velocidad del viento.
4. El terreno montañoso, las gargantas, los promontorios oceánicos y las regiones de viento especiales se examinarán en busca de condiciones de viento inusuales.
5. Las velocidades del viento corresponden a aproximadamente un 1,6 % de probabilidad de superación en 50 años (Probabilidad de superación anual = 0,00033, MRI = 3000 años).
6. Se permitirá que las velocidades básicas del viento específicas de la ubicación se determinen utilizando [www.atcouncil.org/windspeed](http://www.atcouncil.org/windspeed).

FIGURA 26.5-1D Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo IV

continúa

FIGURA 26.5-1D (Continuación). Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo IV

#### notas

1. Los valores son velocidades de viento de ráfagas nominales de diseño de 3 s en mi/h (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C. Conversión métrica: 1 mph = 0,45 m/s.
2. Se permite la interpolación lineal entre contornos.
3. Las islas y zonas costeras fuera del último contorno utilizarán el último contorno de velocidad del viento de la zona costera.
4. Está permitido usar los valores estándar de Kztof 1.0 y Kdas dados en la Tabla 26.6-1.
5. Los promontorios oceánicos y los escarpes locales se examinarán en busca de condiciones de viento inusuales.
6. Las velocidades del viento corresponden a aproximadamente un 15 % de probabilidad de superación en 50 años (Probabilidad de superación anual = 0,00333, MRI = 300 años)

FIGURA 26.5-2A Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo I: Hawái

continúa

FIGURA 26.5-2A (Continuación). Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo I: Hawái

#### notas

1. Los valores son velocidades de viento de ráfagas nominales de diseño de 3 s en mi/h (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C. Conversión métrica: 1 mph = 0,45 m/s.
2. Se permite la interpolación lineal entre contornos.
3. Las islas y zonas costeras fuera del último contorno utilizarán el último contorno de velocidad del viento de la zona costera.
4. Está permitido usar los valores estándar de K<sub>zt</sub> de 1.0 y K<sub>d</sub> como se indica en la Tabla 26.6-1.
5. Los promontorios oceánicos y los escarpes locales se examinarán en busca de condiciones de viento inusuales.
6. Las velocidades del viento corresponden a aproximadamente un 7 % de probabilidad de superación en 50 años (Probabilidad de superación anual = 0,00143, MRI = 700 años).

FIGURA 26.5-2B Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo II: Hawái

continúa

FIGURA 26.5-2B (Continuación). Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo II: Hawái

#### notas

1. Los valores son velocidades de viento de ráfagas nominales de diseño de 3 s en mi/h (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C. Conversión métrica: 1 mph = 0,45 m/s.
2. Se permite la interpolación lineal entre contornos.
3. Las islas y zonas costeras fuera del último contorno utilizarán el último contorno de velocidad del viento de la zona costera.
4. Está permitido usar los valores estándar de Kzt de 1.0 y Kd como se indica en la Tabla 26.6-1.
5. Los promontorios oceánicos y los escarpes locales se examinarán en busca de condiciones de viento inusuales.
6. Las velocidades del viento corresponden a aproximadamente un 3 % de probabilidad de superación en 50 años (Probabilidad de superación anual = 0,000588, MRI = 1700 años).

FIGURA 26.5-2C Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo III: Hawái

continúa

FIGURA 26.5-2C (Continuación). Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo III: Hawái

#### notas

1. Los valores son velocidades de viento de ráfagas nominales de diseño de 3 s en mi/h (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C. Conversión métrica: 1 mph = 0,45 m/s.
2. Se permite la interpolación lineal entre contornos.
3. Las islas y zonas costeras fuera del último contorno utilizarán el último contorno de velocidad del viento de la zona costera.
4. Está permitido usar los valores estándar de Kzt de 1,0 y Kd como se indica en la Tabla 26.6-1.
5. Los promontorios oceánicos y los escarpes locales se examinarán en busca de condiciones de viento inusuales.
6. Las velocidades del viento corresponden a aproximadamente un 1,7 % de probabilidad de superación en 50 años (Probabilidad de superación anual = 0,000333, MRI = 3000 años).

FIGURA 26.5-2D Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo IV: Hawái

continúa

FIGURA 26.5-2D (Continuación). Velocidades básicas del viento para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo IV: Hawái

Tabla 26.6-1 Factor de Direccionalidad del Viento, Kd

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad Kd
<b>Edificios</b>	
Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento	0,85
Componentes y Revestimiento	0,85
techos arqueados	0,85
Cúpulas Circulares	1,0a
<b>Chimeneas, Tanques y Estructuras Similares</b>	
Cuadrado	0,90
Hexagonal	0,95
Octagonal	1,0a
Ronda	1,0a
Paredes independientes sólidas, azotea	0,85
Equipos, y Sólidos Independientes y Señales Adjuntas	
Letreros abiertos y marcos abiertos de un solo plano	0,85
Torres de celosía	
Triangular, cuadrada o rectangular	0,85
Todas las demás secciones transversales	0,95

<sup>a</sup> Se permitirá un factor de direccionalidad Kd = 0,95 para estructuras redondas u octogonales con sistemas estructurales no axisimétricos.

## 26.6 DIRECCIONALIDAD DEL VIENTO

El factor de direccionalidad del viento, Kd, se determinará a partir de la Tabla 26.6-1 y se incluirá en las cargas de viento calculadas en Capítulos 27 a 30. El efecto de la direccionalidad del viento en la determinación de las cargas de viento de acuerdo con el Capítulo 31 se basará en un análisis racional de las velocidades del viento conforme a los requisitos de la Sección 26.5.3 y de la Sección 31.4.3.

## 26.7 EXPOSICIÓN

Para cada dirección del viento considerada, la exposición contra el viento se basará en la rugosidad de la superficie del suelo que se determina a partir de la topografía natural, la vegetación y las instalaciones construidas.

**26.7.1 Direcciones y Sectores del Viento.** Para cada dirección de viento seleccionada en la que se determinen las cargas de viento, la exposición del edificio o estructura se determinará para los dos sectores contra el viento que se extienden 45° a cada lado de la dirección de viento seleccionada. La exposición en estos dos sectores se determinará de acuerdo con las Secciones 26.7.2 y 26.7.3, y la exposición cuyo uso daría lugar a las cargas de viento más altas se utilizará para representar los vientos en esa dirección.

**26.7.2 Categorías de rugosidad superficial.** Se debe determinar una rugosidad de la superficie del suelo dentro de cada sector de 45° para una distancia contra el viento del sitio, como se define en la Sección 26.7.3, de las categorías definidas en el siguiente texto, con el propósito de asignar una categoría de exposición como se define en la Sección 26.7 .3.

Rugosidad de la superficie B: áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otro terreno con numerosas obstrucciones poco espaciadas que tienen el tamaño de viviendas unifamiliares o más grandes.

Rugosidad de la superficie C: terreno abierto con obstrucciones dispersas que tienen alturas generalmente inferiores a 30 pies (9,1 m). Esta categoría incluye terrenos llanos, abiertos y pastizales.

Rugosidad de la superficie D: Áreas planas y sin obstrucciones y superficies de agua. Esta categoría incluye marismas suaves, salinas y hielo intacto.

### 26.7.3 Categorías de exposición.

Exposición B: para edificios u otras estructuras con una altura media de techo inferior o igual a 30 pies (9,1 m), la exposición B se aplicará cuando la rugosidad de la superficie del suelo, según lo definido por la rugosidad de la superficie B, prevalece en la dirección contra el viento durante una distancia más de 1500 pies (457 m). Para edificios u otras estructuras con una altura media de techo superior a 30 pies (9,1 m), se aplicará la exposición B cuando la rugosidad de la superficie B prevalezca en la dirección contra el viento para una distancia superior a 2600 pies (792 m) o 20 veces la altura del techo, edificio o estructura, el que sea mayor.

Exposición C: La exposición C se aplicará en todos los casos en los que no se apliquen las exposiciones B o D.

Exposición D: La exposición D se aplicará cuando la rugosidad de la superficie del suelo, según se define en la rugosidad de la superficie D, prevalece en la dirección contra el viento en una distancia superior a 5000 pies (1524 m) o 20 veces la altura del edificio o estructura, lo que sea mayor. La Exposición D también se aplicará cuando la rugosidad de la superficie del suelo inmediatamente contra el viento del sitio sea B o C, y el sitio esté dentro de una distancia de 600 pies (183 m) o 20 veces la altura del edificio o estructura, lo que sea mayor, desde una Exposición D condición como se define en la oración anterior.

Para un sitio ubicado en la zona de transición entre las categorías de exposición, se utilizará la categoría que resulte en las mayores fuerzas de viento.

**EXCEPCIÓN:** Se permite una exposición intermedia entre las categorías anteriores en una zona de transición, siempre que esté determinada por un método de análisis racional definido en la literatura reconocida.

### 26.7.4 Requisitos de exposición.

**26.7.4.1 Procedimiento Direccional (Capítulo 27).** Para cada dirección del viento considerada, las cargas de viento para el diseño del MWFRS de edificios cerrados y parcialmente cerrados utilizando el Procedimiento direccional del Capítulo 27 se basarán en las exposiciones definidas en la Sección 26.7.3. Las cargas de viento para el diseño de edificios abiertos con techos libres de una pendiente, inclinados o en canal se deben basar en las exposiciones, como se define en la Sección 26.7.3, que dan como resultado las cargas de viento más altas para cualquier dirección del viento en el sitio.

**26.7.4.2 Procedimiento de sobre (Capítulo 28).** Las cargas de viento para el diseño del MWFRS para todos los edificios de baja altura diseñados utilizando el Procedimiento de envolvente del Capítulo 28 se basarán en la categoría de exposición que resulte en las cargas de viento más altas para cualquier dirección del viento en el sitio.

**26.7.4.3 Procedimiento Direccional para Elementos de Construcción y Otras Estructuras (Capítulo 29).** Cargas de viento para el diseño de accesorios de construcción (como estructuras y equipos de techo) y otras estructuras (como muros sólidos independientes y letreros independientes, chimeneas, tanques, letreros abiertos, marcos abiertos de un solo plano y torres con armadura) como se especifica en el Capítulo 29 se basará en la exposición apropiada para cada dirección del viento considerada.

**26.7.4.4 Componentes y Revestimiento (Capítulo 30).** Las presiones de viento de diseño para C&C se basarán en la categoría de exposición que resulte en las cargas de viento más altas para cualquier dirección del viento en el sitio.

## 26.8 EFECTOS TOPOGRAFICOS

**26.8.1 Aceleración del viento sobre colinas, crestas y escarpes.** Los efectos de aceleración del viento en colinas, crestas y escarpes aislados que constituyen cambios abruptos en la topografía general, ubicados en cualquier categoría de exposición, deben incluirse en la determinación de las cargas de viento cuando el sitio

## diagramas

### Multiplicadores topográficos para exposición Ca,b,c

H/yLh	Cresta 2D Escarpa 2D	k <sub>1</sub> multiplicador		Multiplicador K2			Multiplicador K2		
		Colina métrica Axisym 3D	x/yLh	Escarpa 2D	Todos los demás Casos	z/yLh	Cresta 2D Escarpa 2D	Colina métrica Axisym 3D	
0.20	0.29	0.17	0.21	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.25	0.36	0.21	0.26	0.50	0.88	0.67	0.10	0.74	0.78
0.30	0.43	0.26	0.32	1.00	0.75	0.33	0.20	0.55	0.61
0.35	0.51	0.30	0.37	1.50	0.63	0.00	0.30	0.41	0.47
0.40	0.58	0.34	0.42	2.00	0.50	0.00	0.40	0.30	0.37
0.45	0.65	0.38	0.47	2.50	0.38	0.00	0.50	0.22	0.29
0.50	0.72	0.43	0.53	3.00	0.25	0.00	0.60	0.17	0.22
				3.50	0.13	0.00	0.70	0.12	0.17
				4.00	0.00	0.00	0.80	0.09	0.14
							0.90	0.07	0.11
							1.00	0.05	0.08
							0.50	0.01	0.02
							2.00	0.00	0.00
									0.06
									0.03
									0.02
									0.00

<sup>a</sup>Para valores de H/yLh, x/yLh y z/yLh distintos a los que se muestran, se permite la interpolación lineal.

<sup>b</sup>Para H/yLh > 0.5, suponga que H/yLh = 0.5 para evaluar K1 y sustituya 2H por Lh para evaluar K2 y K3.

<sup>c</sup>Los multiplicadores se basan en la suposición de que el viento se approxima a la colina o escarpa en la dirección de máxima pendiente.

### Notación

H = Altura de la colina o escarpa en relación con el terreno contra el viento, en pies (m).

K1 = Factor para tener en cuenta la forma de la característica topográfica y el efecto de aceleración máxima.

K2 = Factor para tener en cuenta la reducción de la aceleración con la distancia a barlovento oa favor del viento de la cresta.

K3 = Factor para tener en cuenta la reducción de la aceleración con la altura sobre el terreno local.

Lh = Distancia contra el viento de la cresta hasta donde la diferencia en la elevación del suelo es la mitad de la altura de la colina o escarpa, en pies (m).

x = Distancia (a barlovento o a favor del viento) desde la cima hasta el sitio del edificio u otra estructura, en pies (m).

z = Altura sobre la superficie del suelo en el sitio del edificio u otra estructura, en pies (m).

ŷ = Factor de atenuación horizontal.

ȳ = Factor de atenuación de la altura.

### ecuaciones

$$K_{zt} = \delta_1 + K_1 K_2 K_3 \delta_2$$

K1 = determinado a partir de la siguiente tabla

$$K_2 = \delta_1 \hat{y} x \hat{y} Lh \delta_3$$

$$K_3 = e^{-\hat{y} z \hat{y} Lh}$$

### Parámetros para acelerar sobre colinas y escarpes

forma de colina	K 1ŷδHŷLh δ	Exposición	m
BCD contra el viento de la cresta	ȳ	A favor del viento de la cresta	
Crestas 2D (o valles con H negativa en K1ŷδHŷLh δ)	1,30	1,45	1,55
escarpes 2D	0,75	0,85	0,95
Colina axisimétrica 3D	0,95	1,05	1,15
		2.5 4	2.5 4
		1.5	1.5
		1.5	4
		1.5	1.5

FIGURA 26.8-1 Factor topográfico, K<sub>z</sub> t

las condiciones y ubicaciones de los edificios y otras estructuras cumplen todas las siguientes condiciones:

1. La colina, cresta o escarpa está aislada y sin obstrucciones barlovento por otras características topográficas similares de comparable altura por 100 veces la altura de la característica topográfica (100H) o 2 mi (3,22 km), lo que sea menor. esta distancia se medirá horizontalmente desde el punto en que se determina la altura H de la colina, cresta o escarpa.
2. La colina, cresta o escarpa sobresale por encima de la altura de características del terreno contra el viento dentro de un radio de 2 millas (3,22 km) en cualquier cuadrante por un factor de 2 o más.
3. El edificio u otra estructura está ubicada como se muestra en Fig. 26.8-1 en la mitad superior de una colina o cresta o cerca la cresta de un escarpe.
4.  $H/y \geq 0.2$ .
5. H es mayor o igual a 4,5 m (15 pies) para la exposición C y D y 60 pies (18 m) para la exposición B.

26.8.2 Factor topográfico. El efecto de aceleración del viento será incluido en el cálculo de las cargas de viento de diseño utilizando el factor Kzt:

$$Kzt = \delta_1 p K1K2K3p2 \quad (26.8-1)$$

donde K1, K2 y K3 se dan en la figura 26.8-1.

Si las condiciones del sitio y la ubicación de los edificios y otras estructuras no cumplen con todas las condiciones especificadas en la Sección 26.8.1, entonces Kzt = 1,0.

## 26.9 FACTOR DE ELEVACIÓN DEL TERRENO

El factor de elevación del suelo para ajustar la densidad del aire, Ke, será determinado de acuerdo con la Tabla 26.9-1. Está permitido tomar Ke = 1 para todas las elevaciones.

## 26.10 PRESIÓN DE VELOCIDAD

26.10.1 Coeficiente de exposición de presión de velocidad. Basado en el categoría de exposición determinada en la Sección 26.7.3, una velocidad coeficiente de exposición a la presión, Kz o Kh, según corresponda, se determinado a partir de la Tabla 26.10-1. Para un sitio ubicado en una transición zona entre categorías de exposición que está cerca de un cambio en rugosidad de la superficie del suelo, valores intermedios de Kz o Kh,

Tabla 26.9-1 Factor de elevación del terreno, K

pie	metro	mi	Elevación del terreno Factor Ke
<0	<0		Ver nota 2
0		1.00	
1000	0.305	0.96	
2000	0.610	0.93	
3000	0.914	0.90	
4000	1.219	0.86	
5000	1.524	0.83	
6000	1.829	0.80	
>6000	>1.829		Ver nota 2

### notas

1. Se permite en todos los casos la aproximación conservadora Ke = 1,00.
2. El factor Ke se determinará a partir del cuadro anterior mediante interpolación o a partir de la siguiente fórmula para todas las elevaciones:  

$$Ke = 0.0000362zg \quad (zg = \text{elevación del suelo sobre el nivel del mar en pies})$$

$$Ke = 0.000119zg \quad (zg = \text{elevación del suelo sobre el nivel del mar en m})$$
3. Se permite tomar Ke como 1,00 en todos los casos.

Tabla 26.10-1 Coeficientes de exposición de presión de velocidad,  $K_h$  y  $K_z$

pie	metro	B	Exposición	
			C	D
0-15	0-4,6	0,57 (0,70)a	0,85	1,03
20-25	6,1	0,62 (0,70)a	0,90	1,08
30-40	7,6	0,66 (0,70)a	0,94	1,12
50-60	9,1	0,70 0,76 0,81	0,98	1,16
	12,2	0,85	1,04	1,22
	15,2		1,09	1,27
	18,0		1,13	1,31
70	21,3	0,89	1,17	1,34
80	24,4	0,93	1,21	1,38
90	27,4	0,96	1,24	1,40
100	30,5	0,99	1,26	1,43
120	36,6	1,04	1,31	1,48
140	42,7	1,09	1,36	1,52
160	48,8	1,13	1,39	1,55
180	54,9	1,17	1,43	1,58
200	61,0	1,20	1,46	1,61
250	76,2	1,28	1,53	1,68
300	91,4	1,35	1,59	1,73
350	106,7	1,41	1,64	1,78
400	121,9	1,47	1,69	1,82
450	137,2	1,52	1,73	1,86
500	152,4	1,56	1,77	1,89

<sup>a</sup> Utilice 0,70 en el Capítulo 28, Exposición B, cuando z < 30 pies (9,1 m). notas

1. El coeficiente de exposición a la presión de velocidad Kz puede determinarse a partir de la siguiente fórmula:  

$$\text{Para } 15 \text{ pies} \leq z \leq zg \quad Kz = 2,01 \delta z zg^{0.2}$$

$$\text{Para } z < 15 \text{ pies} \quad Kz = 2,01 \delta z zg^{0.2}$$
2.  $\delta$  y  $zg$  están tabulados en la tabla 26.11-1.
3. La interpolación lineal para valores intermedios de altura z es aceptable.
4. Las categorías de exposición se definen en la Sección 26.7.

entre los que se muestran en la Tabla 26.10-1 están permitidos siempre que que están determinados por un método de análisis racional definido en la literatura reconocida.

26.10.2 Presión de Velocidad. Presión de velocidad, qz, evaluada en la altura z sobre el suelo se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$qz = 0.00256 Kz Kzt Kd Ke V^2 \delta b y ft^2; V \text{ en mi/h} \quad (26.10-1)$$

$$qz = 0.613 Kz Kzt Kd Ke V^2 \delta N/m^2; V \text{ en m/s} \quad (26.10-1.s)$$

donde

- Kz = coeficiente de exposición a la presión de velocidad, consulte la Sección 26.10.1.  
Kzt = factor topográfico, ver Sección 26.8.2.  
Kd = factor de direccionalidad del viento, ver Sección 26.6.  
Ke = factor de elevación del suelo, consulte la Sección 26.9.  
V = velocidad básica del viento, consulte la Sección 26.5.  
qz = presión de velocidad a la altura z.

La presión de velocidad a la altura media del techo se calcula como  $qh = qz$  evaluado a partir de la ecuación. (26.10-1) usando Kz en techo medio altura H.

La velocidad básica del viento, V, utilizada en la determinación del viento de diseño. cargas en estructuras de techos, equipos de techos y otros

Tabla 26.11-1 Constantes de exposición del terreno

Exposición	$\bar{y}$	zg (pies)	$\bar{y}^*$	B	$\bar{y}^-$	$\bar{B}$	C	Unidades habituales		zmin (pies)a
								I (pies)	$\bar{y}^+$	
B	7,0	1,200	1y70	0,84	1y4.0	0,45	0,30	320	1y3.0	30
C	9,5	900	1y9,5	1,00	1y6.5	0,65	0,20	500	1y5.0	15
D	11,5	700	1y11,5	1,07	1y9.0	0,80	0,15	650	1y8.0	7

Exposición	$\bar{y}$	zg (m)	$\bar{y}^*$	B	$\bar{y}^-$	$\bar{B}$	C	Unidades SI		zmin (m)a
								yo (m)	$\bar{y}^+$	
B	7,0	365.76	1y7	0,84	1y4.0	0,45	0,30	97,54	1y3.0	9.14
C	9,5	274.32	1y9,5	1,00	1y6.5	0,65	0,20	152,40	1y5.0	4.57
D	11,5	213.36	1y11,5	1,07	1y9.0	0,80	0,15	198.12	1y8.0	2.13

<sup>a</sup>zmin = altura mínima utilizada para asegurar que la altura equivalente  $\bar{z}$  sea la mayor entre 0,6h o zmin. Para edificios u otras estructuras con h  $\geq$  zmin,  $\bar{z}$  se tomará como zmin.

accesorios de la edificación considerarán la Categoría de Riesgo igual a el mayor de los siguientes:

1. Categoría de riesgo del edificio en el que se ubica el equipo o se encuentra el accesorio o
2. Categoría de riesgo para cualquier instalación a la que el equipo o accesorio proporciona un servicio necesario.

## 26.11 EFECTOS DE RÁFAGAS

26.11.1 Factor de efecto de ráfaga. El factor de efecto de ráfaga para un rígido edificio u otra estructura se permite tomar como 0,85.

26.11.2 Determinación de frecuencia. Para determinar si un edificio u otra estructura es rígido o flexible como se define en Sección 26.2, la frecuencia natural fundamental, n1, será establecido usando las propiedades estructurales y deformacionales características de los elementos resistentes en forma adecuada análisis fundamentado. Edificios de baja altura, tal como se definen en Sección 26.2, se permite que se consideren rígidos.

26.11.2.1 Limitaciones por Frecuencia Natural aproximada. Como alternativa a la realización de un análisis para determine n1, la frecuencia natural aproximada del edificio, na, se permitirá que se calcule de acuerdo con la Sección 26.11.3 para edificios de acero estructural, hormigón o mampostería cumpliendo los siguientes requisitos:

1. La altura del edificio es menor o igual a 300 pies (91 m), y
2. La altura del edificio es menor que 4 veces su longitud efectiva, Leff.

La longitud efectiva, Leff, en la dirección considerada se determinará a partir de la siguiente ecuación:

$$\text{izquierda} = \frac{X_n \text{ hola}}{y_0=1} \quad (26.11-1)$$

$$\text{izquierda} = \frac{X_n \text{ Hola}}{y_0 = 1}$$

Las sumatorias son sobre la altura del edificio donde

hi = altura sobre el nivel del nivel i; y

Li = longitud del edificio en el nivel i paralelo a la dirección del viento.

26.11.3 Frecuencia natural aproximada. El aproximado La frecuencia natural del límite inferior (na), en hercios, de edificios de hormigón o de acero estructural que cumplen las condiciones de la Sección 26.11.2.1 es puede determinarse a partir de una de las siguientes ecuaciones:

Para edificios con marcos de acero estructural resistentes a momentos,

$$na = 22.2\bar{y}h0.8 \quad (26.11-2)$$

Para edificios con marcos de hormigón resistentes a momentos,

$$na = 43.5\bar{y}h0.9 \quad (26.11-3)$$

Para edificios de hormigón y acero estructural con otros sistemas resistentes a fuerzas laterales,

$$na = 75\bar{y}h \quad (26.11-4)$$

Para edificios con muros de corte de concreto o mampostería, también es permitido usar

$$na = 385\delta C_w P 0.5\bar{y}h \quad (26.11-5)$$

donde

$$C_w = \frac{100}{AB} \frac{X_n}{y_0 = 1} \frac{h}{Hola}^{2/3} \frac{A_i}{\frac{1}{2}1 + 0.83\delta h_i}^{2/3} d_i^{1/3}$$

donde

h = altura media del techo, pies (m).

n = número de muros de cortante en el edificio efectivos para resistir fuerzas laterales en la dirección considerada.

AB = área base del edificio, ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).

Ai = área de la sección transversal horizontal del muro de corte i, ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).

Di = longitud del muro de corte i, pies (m).

hi = altura del muro de corte i, pies (m).

26.11.4 Edificios rígidos u otras estructuras. para rígido

edificios u otras estructuras como se define en la Sección 26.2, el factor de efecto de ráfaga debe tomarse como 0.85 o calcularse mediante esta fórmula:

$$G = 0,925 \quad 1 + 0.7gQlz^{-Q} \quad 1 + 0.7gvz^{-} \quad (26.11-6)$$

$$l_z^{-} = c \quad \frac{33}{z^{-}}^{1y6} \quad (26.11-7)$$

$$l_z^{-} = c \quad \frac{10}{z^{-}}^{1y6} \quad (26.11-7.s)$$

donde l<sub>z</sub><sup>-</sup> = intensidad de la turbulencia a la altura z, donde z es la altura equivalente del edificio o estructura definida como 0.6h, pero no menos de zmin para todas las alturas de edificios o estructuras h. zmín y c se enumeran para cada exposición en la Tabla 26.11-1; gQ y gv serán tomado como 3.4. La respuesta de fondo Q viene dada por

$$Q = \frac{1}{1 + 0.63} \frac{B + h}{Lz^-} \quad (26.11-8)$$

vuut

donde  $B$  y  $h$  se definen en la Sección 26.3; y  $Lz^-$  = escala de longitud integral de turbulencia a la altura equivalente dada por

$$Lz^- = l - z^- 33\bar{y}^- \quad (26.11-9)$$

$$Lz^- = l - z^- 10\bar{y}^- \quad (26.11-9.si)$$

en la que  $l$  y  $\bar{y}^-$  = constantes enumeradas en la tabla 26.11-1.

26.11.5 Edificios u otras estructuras flexibles o dinámicamente sensibles. Para edificios flexibles o dinámicamente sensibles u otras estructuras como se define en la Sección 26.2, el factor de efecto de ráfaga se calculará mediante

$$Gf = 0.925 \quad \frac{1 + 1.7lz^-}{1 + 1.7gvz^-} \quad q g2 QQ2 + g2 RR2 \quad (26.11-10)$$

$gQ$  y  $gv$  se tomarán como 3.4, y  $gR$  viene dado por

$$gR = \frac{0.577}{2 \ln \delta 3,600 n_1 b p} \quad b = \frac{0.577}{2 \ln \delta 3,600 n_1 b p} \quad (26.11-11)$$

$R$ , el factor de respuesta resonante, viene dado por

$$R = \frac{1}{s} \frac{RnRhRB\delta 0.53}{\bar{y}} \frac{b}{0.47RLb} \quad (26.11-12)$$

$$Rn = \frac{7.47N_1}{\delta 1 b 10.3N_1 b^5 \bar{y}^3} \quad (26.11-13)$$

$$N_1 = \frac{n_1 Lz^-}{V^-} \quad (26.11-14)$$

$$RI = \frac{1}{\bar{y}} \quad \delta 1 \bar{y} e \bar{y}^2 b \quad \text{para } \bar{y} > 0.2 \bar{y} \quad (26.11-15a)$$

$$RI = 1 \quad \text{para } \bar{y} = 0 \quad (26.11-15b)$$

donde el subíndice 1 en las Ecs. (26.11-15a) y (26.11-15b) se tomarán como  $h$ ,  $B$  y  $L$ , respectivamente, donde  $h$ ,  $B$  y  $L$  se definen en la Sección 26.3, y

$n_1$  = frecuencia natural fundamental.

$$RI = \text{Ajuste } Rh \bar{y} = 4.6n_1 h \bar{y} V^- \quad z^-.$$

$$RI = \text{Ajuste } RB \bar{y} = 4.6n_1 B \bar{y} V^- \quad RI = \frac{z^-}{z^-}$$

Ajuste  $RL \bar{y} = 15.4n_1 L \bar{y} V^- z^-$ ;  $\bar{y}$  = relación de amortiguamiento, porcentaje de crítico (es decir, para 2% use 0.02 en la ecuación).

$V^-$  = velocidad horaria media del viento (ft/s) ( $m/s$ ) a la altura  $z$  determinada de la ecuación (26.11-16):

$$\frac{V^-}{z^-} = \frac{b^-}{z^- 33\bar{y}^- 880} \quad V \quad (26.11-16)$$

$$\frac{V^-}{z^-} = \frac{b^-}{z^- 10\bar{y}^- V} \quad (26.11-16.si)$$

donde  $b^-$  y  $\bar{y}^-$  son constantes listadas en la Tabla 26.9-1; y  $V$  es la velocidad básica del viento en  $mi/h$  ( $m/s$ ).

26.11.6 Análisis racional. En lugar del procedimiento definido en las Secciones 26.11.4 y 26.11.5, se permite la determinación del factor de efecto de ráfaga mediante cualquier análisis racional definido en la literatura reconocida.

26.11.7 Limitaciones. Cuando los factores de efecto de ráfaga combinados y los coeficientes de presión ( $GCp$ ), ( $GCpi$ ) y ( $GCpf$ ) se dan en figuras y tablas, el factor de efecto de ráfaga no debe determinarse por separado.

## 26.12 CLASIFICACIÓN DE LA CAJA

26.12.1 Generalidades. A los efectos de determinar los coeficientes de presión internos, todos los edificios deben clasificarse como cerrados, parcialmente cerrados, parcialmente abiertos o abiertos, según se define en la Sección 26.2.

26.12.2 Aberturas. Se debe determinar la cantidad de aberturas en la envolvente del edificio para determinar la clasificación del recinto. Para hacer esta determinación, cada pared del edificio se asumirá como la pared de barlovento para la consideración de la cantidad de aberturas presentes con respecto a la envolvente restante del edificio.

26.12.3 Protección de Aberturas Vidriadas. Las aberturas vidriadas en edificios de categoría de riesgo II, III o IV ubicados en regiones propensas a huracanes deben protegerse como se especifica en esta sección.

26.12.3.1 Regiones de desechos arrastrados por el viento. Las aberturas vidriadas deben estar protegidas de acuerdo con la Sección 26.12.3.2 en los siguientes lugares:

1. Dentro de 1 milla (1.6 km) de la línea de marea alta media costera donde la velocidad básica del viento es igual o superior a  $130 mi/h$  ( $58 m/s$ ), o 2. En áreas donde la velocidad básica del viento es igual hasta o más de  $140 mi/h$  ( $63 m/s$ ).

Para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo II y edificios y otras estructuras de categoría de riesgo III, excepto instalaciones de atención médica, la región de escombros transportados por el viento se basará en las Figs.

26.5-1B y 26.5-2B. Para las instalaciones de atención médica de la categoría de riesgo III, la región de desechos transportados por el viento se basará en las Figs.

26.5-1C y 26.5-2C. Para edificios y estructuras de categoría de riesgo IV, la región de escombros transportados por el viento se basará en las Figs. 26.5-1D y 26.5-2D. Las Categorías de Riesgo se determinarán de acuerdo con la Sección 1.5.

**EXCEPCIÓN:** Los cristales ubicados a más de 60 pies (18,3 m) por encima del suelo y a más de 30 pies (9,2 m) por encima de los techos con superficie agregada, incluidos los techos con grava o balasto de piedra, ubicados dentro de los 1500 pies (458 m) del edificio deben permitido estar desprotegido.

### 26.12.3.2 Requisitos de protección para aberturas vidriadas.

Los acristalamientos de los edificios que requieran protección se protegerán con un sistema de protección contra impactos o serán acristalamientos resistentes a los impactos.

Los sistemas de protección contra impactos y los vidriados resistentes a impactos se someterán a pruebas de misiles y pruebas de diferencial de presión cíclica de acuerdo con la norma ASTM E1996, según corresponda. Las pruebas para demostrar el cumplimiento de la norma ASTM E1996 se realizarán de acuerdo con la norma ASTM E1886. Los vidriados resistentes a impactos y los sistemas de protección contra impactos deberán cumplir con los criterios de aprobación/rechazo de la Sección 7 de ASTM E1996 con base en el misil requerido por la Tabla 3 o la Tabla 4 de ASTM E1996. El acristalamiento en puertas de garaje seccionales y puertas enrollables debe someterse a pruebas de misiles y pruebas de diferencial de presión cíclica de acuerdo con ANSI/DASMA 115, según corresponda.



Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO 27

### CARGAS DE VIENTO EN EDIFICIOS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL)

#### 27.1 ALCANCE

**27.1.1 Tipos de Edificios.** Este capítulo se aplica a la determinación de las cargas de viento del sistema principal de resistencia a la fuerza del viento (MWFRS) en edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos de todas las alturas mediante el Procedimiento Direccional.

La Parte 1 se aplica a edificios de todas las alturas en los que es necesario separar las cargas de viento aplicadas en las paredes de barlovento, sotavento y laterales del edificio para evaluar adecuadamente las fuerzas internas en los elementos MWFRS.

La Parte 2 se aplica a una clase especial de edificios designados como edificios cerrados de diafragma simple, como se define en la Sección 26.2, con  $h \geq 160$  pies ( $h \geq 48,8$  m).

**27.1.2 Condiciones.** Una edificación que tenga cargas de viento de diseño determinadas de acuerdo con este capítulo deberá cumplir con todas las siguientes condiciones:

1. El edificio es un edificio de forma regular según se define en la Sección 26.2, y 2. El edificio no tiene características de respuesta que lo hagan sujeto a cargas de viento transversal, desprendimiento de vórtices o inestabilidad causada por galope o aleteo; ni tiene una ubicación de sitio para la cual los efectos de canalización o sacudidas a raíz de obstrucciones contra el viento justifiquen una consideración especial.

**27.1.3 Limitaciones.** Las disposiciones de este capítulo toman en consideración el efecto de aumento de la carga causado por ráfagas en resonancia con las vibraciones del viento de los edificios flexibles.

Los edificios que no cumplen con los requisitos de la Sección 27.1.2 o que tengan formas o características de respuesta inusuales deben diseñarse usando literatura reconocida que documente tales efectos de carga de viento o deben usar el Procedimiento de Túnel de Viento especificado en el Capítulo 31.

**27.1.4 Blindaje.** No habrá reducciones en la presión de velocidad causadas por el aparente blindaje proporcionado por edificios y otras estructuras o características del terreno.

**27.1.5 Cargas mínimas de viento de diseño.** La carga de viento que se utilizará en el diseño del MWFRS para un edificio cerrado o parcialmente cerrado no debe ser inferior a  $16 \text{ lb}/\text{ft}^2$  ( $0,77 \text{ kN}/\text{m}^2$ ) multiplicado por el área de la pared del edificio, y  $8 \text{ lb}/\text{ft}^2$  ( $0,38 \text{ kN}/\text{m}^2$ ) multiplicado por el área del techo del edificio proyectada sobre un plano vertical normal a la dirección del viento asumida. Las cargas de pared y techo se aplicarán simultáneamente.

La fuerza del viento de diseño para edificios abiertos no debe ser inferior a  $16 \text{ lb}/\text{ft}^2$  ( $0,77 \text{ kN}/\text{m}^2$ ) multiplicada por el área,  $A_f$ .

#### PARTE 1: CERRADA, PARCIALMENTE CERRADA Y EDIFICIOS ABIERTOS DE TODAS LAS ALTURAS

Nota para el usuario: Utilice la Parte 1 del Capítulo 27 para determinar las presiones del viento en el MWFRS de edificios cerrados, parcialmente cerrados o abiertos con cualquier forma de planta general, altura del edificio o geometría del techo que coincida con las cifras proporcionadas. Estas disposiciones utilizan el método tradicional de "todas las alturas" (Procedimiento direccional) mediante el cálculo de las presiones del viento utilizando ecuaciones de presión del viento específicas aplicables a cada superficie del edificio.

#### 27.2 REQUISITOS GENERALES

Los pasos para determinar las cargas de viento en el MWFRS para edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos de todas las alturas se proporcionan en la Tabla 27.2-1.

Tabla 27.2-1 Pasos para determinar las cargas de viento MWFRS para edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos de todas las alturas

Paso 1: Determinar la categoría de riesgo del edificio; consulte la Tabla 1.5-1.

Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento,  $V$ , para la categoría de riesgo aplicable; véanse las figuras. 26.5-1 y 26.5-2.

Paso 3: Determinar los parámetros de carga de

viento: • Factor de direccionalidad del viento,  $K_d$ ; consulte la Sección 26.6 y la Tabla 26.6-1. • Categoría de exposición; consulte la Sección 26.7. • Factor topográfico,  $K_t$ ; consulte la Sección 26.8 y la tabla de la Fig. 26.8-1. • factor de elevación del suelo,  $K_e$ ; consulte la Sección 26.9. • Factor de efecto de ráfaga,  $G$  o  $G_f$ ; consulte la Sección 26.11.

• Clasificación del recinto; consulte la Sección 26.12. • Coeficiente de presión interna,  $(G_{Cpi})$ ; consulte la Sección 26.13 y

Tabla 26.13-1.

Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición a la presión de la velocidad,  $K_z$  o  $K_h$ ; consulte la Tabla 26.10-1.

Paso 5: Determinar la presión de velocidad  $q_z$  o  $q_h$ , Eq. (26.10-1).

Paso 6: Determine el coeficiente de presión externa,  $C_p$  o  $C_N$ : • Fig. 27.3-1 para paredes y techos planos, a dos aguas, a cuatro aguas, de una sola pendiente o abuhardillados. • Fig. 27.3-2 para techos abovedados. • Fig. 27.3-3 para cubiertas arqueadas. • Fig. 27.3-4 para techo de una sola pendiente, edificio abierto. • Fig. 27.3-5 para techo inclinado, edificio abierto. • Fig. 27.3-6 para cubierta a dos aguas, edificio abierto. • La figura 27.3-7 para el caso de carga de viento a lo largo de la cumbrevalle para un techo monopendiente, inclinado o en canal, edificio abierto.

Paso 7: Calcular la presión del viento,  $p$ , en cada superficie del edificio: • Eq. (27.3-1) para edificios rígidos y flexibles. • Eq. (27.3-2) para edificios abiertos.

27.2.1 Parámetros de carga de viento especificados en el Capítulo 26. Los siguientes parámetros de carga de viento se determinarán de acuerdo con el Capítulo 26:

- Velocidad básica del viento, V (Sección 26.5). •
- Factor de direccionalidad del viento, Kd (Sección 26.6). •
- Categoría de exposición (Sección 26.7). • Factor topográfico, Kzt (Sección 26.8). • factor de elevación del suelo, Ke; consulte la Sección 26.9 • Factor de efecto de ráfaga (Sección 26.11). • Clasificación del recinto (Sección 26.12). • Coeficiente de presión interna, (GCpi) (Sección 26.13).

### 27.3 CARGAS DE VIENTO: RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO PRINCIPAL SISTEMA

27.3.1 Edificaciones Cerradas y Parcialmente Cerradas Rígidas y Flexibles. Las presiones de viento de diseño para la MWFRS de edificios de todas las alturas en  $lb \cdot ft^2 \cdot \delta N \cdot m^2 p$ , se determinarán mediante la siguiente ecuación:  $p = qGCP \cdot q \delta GCPi p$

(27.3-1)

donde

- $q = qz$  para muros de barlovento evaluados a la altura  $z$  por encima del terrestre.
- $q = qh$  para paredes de sotavento, paredes laterales y techos evaluados en altura  $H$ .
- $qi = qh$  para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y techos de edificios cerrados, y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados.  $qi = qz$  para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados donde la altura  $z$  se define como el nivel de la abertura más alta del edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para edificios ubicados en regiones de escombros arrastrados por el viento, el vidriado que no sea resistente a los impactos o que no esté protegido con una cubierta resistente a los impactos debe tratarse como una abertura de acuerdo con la Sección 26.12.3. Para la evaluación de la presión interna positiva,  $qi$  puede evaluarse conservadoramente a la altura  $h_{avg} = \frac{h_1 + h_2}{2}$ .
- $G$  = factor de efecto de ráfaga; consulte la Sección 26.11. Para edificios flexibles,  $G_f$  determinado de acuerdo con la Sección 26.11.5 se sustituirá por  $G$ .

$Cp$  = coeficiente de presión externa de las Figs. 27.3-1, 27.3-2, y 27.3-3.

$(GCpi)$  = coeficiente de presión interna de la Tabla 26.13-1.

Tanto  $q$  como  $qi$  se evaluarán usando la exposición definida en la Sección 26.7.3. La presión se debe aplicar simultáneamente en las paredes de barlovento y sotavento y en las superficies del techo como se define en higos. 27.3-1, 27.3-2 y 27.3-3.

27.3.2 Edificios abiertos con techos libres de una pendiente, inclinados o en canal. La presión neta de diseño para la MWFRS de edificios abiertos con techos libres de una pendiente, inclinados o en canal en  $lb \cdot ft^2 \cdot \delta N \cdot m^2 p$ , se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$p = qhGCN \quad (27.3-2)$$

donde

$qh$  = presión de velocidad evaluada a la altura media del techo  $h$  usando la exposición definida en la Sección 26.7.3 que resulta en las cargas de viento más altas para cualquier dirección del viento en el sitio.

$G$  = factor de efecto de ráfaga de la Sección 26.11.

$CN$  = coeficiente de presión neta determinado a partir de las Figs. 27.3-4 a 27.3-7.

Los coeficientes de presión neta,  $CN$ , incluyen las contribuciones de las superficies superior e inferior. Se investigarán todos los casos de carga mostrados para cada ángulo del techo. Los signos más y menos significan que la presión actúa hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.

Para techos libres con un ángulo del plano del techo desde la horizontal  $\gamma$  menor o igual a  $5^\circ$  y que contienen paneles de imposta, el panel de imposta debe considerarse un parapeto invertido. La contribución de las cargas sobre la imposta a las cargas MWFRS se determinará utilizando la Sección 27.3.5, con  $qp$  igual a  $qh$ . Para un edificio abierto o parcialmente cerrado con pórticos transversales y techo inclinado ( $\gamma \geq 45^\circ$ ), una fuerza horizontal adicional en la dirección longitudinal (paralela a la cumbre) que actúa en combinación con la carga del techo calculada en la Sección 27.3.3 debe determinarse de acuerdo con la Sección 28.3.5.

27.3.3 Voladizos de techo. La presión externa positiva en la superficie inferior de los voladizos del techo a barlovento se determinará usando  $Cp = 0.8$  y se combinará con las presiones de la superficie superior determinadas usando la Fig. 27.3-1.

27.3.4 Parapetos. La presión del viento de diseño para el efecto de parapetos en MWFRS de edificios rígidos o flexibles con techos planos, a dos aguas o a cuatro aguas en  $lb \cdot ft^2 \cdot \delta N \cdot m^2 p$ , se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$pp = qp \delta GCPn \delta lb \cdot ft^2 \cdot \delta N \cdot m^2 p \quad (27.3-3)$$

donde

$pp$  = presión neta combinada sobre el parapeto causada por la combinación de las presiones netas de las superficies delantera y trasera del parapeto. Los signos más (y menos) significan que la presión neta actúa hacia (y alejándose) del lado frontal (exterior) del parapeto.

$qp$  = presión de velocidad evaluada en la parte superior del parapeto.  
 $(GCpn)$  = coeficiente de presión neta combinada: =  $\pm 1.5$  para parapeto de barlovento o =  $\pm 1.0$  para parapeto de sotavento.

27.3.5 Casos de carga de viento de diseño. Los MWFRS de edificios de todas las alturas, cuyas cargas de viento se hayan determinado conforme a las disposiciones de este capítulo, deben diseñarse para los casos de carga de viento definidos en la Fig. 27.3-8.

**EXCEPCIÓN:** Los edificios que cumplen con los requisitos de la Sección D1.1 del Apéndice D solo necesitan diseñarse para el Caso 1 y el Caso 3 de la Fig. 27.3-8.

La excentricidad  $e$  para edificios rígidos se medirá desde el centro geométrico de la cara del edificio y se considerará para cada eje principal ( $eX, eY$ ). La excentricidad  $e$  para edificios flexibles se determinará a partir de la siguiente ecuación y se considerará para cada eje principal ( $eX, eY$ ):

$$e = \frac{eQ \cdot \beta \cdot 1.7l_z^- \cdot qq \cdot \delta g Q Q e Q b 2 \cdot \beta \cdot \delta g R R e R b 2}{1 \cdot \beta \cdot 1.7l_z^- \cdot \delta g Q Q b 2 \cdot \beta \cdot \delta g R R b 2} \quad (27.3-4)$$

donde

$eQ$  = excentricidad  $e$  determinada para edificios rígidos en la figura 27.3-8.  $eR$  = distancia entre el centro de cortante elástico y el centro de masa de cada piso.

$l_z, gQ, Q, gR$  y  $R$  serán como se definen en la Sección 26.11.

El signo de la excentricidad  $e$  debe ser más o menos, lo que cause el efecto de carga más severo.

diagramas

### Notación

B = Dimensión horizontal del edificio, en pies (m), medida normal a la dirección del viento.

L = Dimensión horizontal del edificio, en pies (m), medida paralela a la dirección del viento. h = Altura media del techo, en pies (m), excepto que la altura del alero se utilizará para  $\gamma \leq 10$  grados. z = Altura sobre el suelo, en pies (m).

G = factor de efecto de ráfaga.

$q_z, q_h$  = Presión de velocidad, en  $lb/ft^2$  ( $N/m^2$ ), evaluada a la altura respectiva.  $\gamma$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

FIGURA 27.3-1 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 1 (todas las alturas): Coeficientes de presión externa,  $C_p$ , para sistemas cerrados y parcialmente Edificios cerrados: paredes y techos

continúa

## Coeficientes de presión de pared, Cp

Superficie	L/yB	Cp	Usar con
Muro de barlovento	Todos los valores	0.8	qz
	0-1	0.5	qh
Muro de sotavento	2	0.3	qh
	4	0.2	qh
Pared lateral	Todos los valores	0.7	qh

## Coeficientes de presión del techo, Cp, para usar con qh

Viento Dirección	h/yL	Barlovento							Sotavento			
		Ángulo, y (grados)							Ángulo, y (grados)			
		10	15	20	25	30	35	45	y60c	10	15	y20
Normal	0.25	0.7	0.5	0.3	0.2	0.2	0.2	0.0a				
a la cresta por y < 10°	0.5	0.18	0.0a	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.01 y	0.3	0.5	0.6
		0.9	0.7	0.4	0.3	0.2	0.2	0.0a				
		0.18	0.18	0.0a	0.2	0.2	0.3	0.4	0.01 y	0.5	0.5	0.6
		1.0	1.3b	1.0	0.7	0.5	0.3	0.2	0.0a	0.7	0.6	0.6
		0.18	0.18	0.18	0.0a	0.2	0.2	0.3	0.01 y	0.7	0.6	0.6
Dirección del viento	h/L	Distancia horizontal desde el borde de barlovento							CP			
Normal a Cresta para y < 10° y paralelo a Ridge para todos y	0.5	0 a h/y 2 h/y 2 a h h a 2h >2 h 0 a h/y 2 >h/y 2							0.9, 0.18 0.9, 0.18 0.5, 0.18 0.3, 0.18 1.3b , 0.18 0.7, 0.18			
	1.0											

<sup>a</sup> El valor se proporciona con fines de interpolación.

<sup>b</sup> El valor se puede reducir linealmente con el área sobre la cual es aplicable de la siguiente manera:

<sup>c</sup> Para pendientes de techo superiores a 80°, utilice Cp =0.8.

Área, pies <sup>2</sup>	área, m <sup>2</sup>	Factor de reducción
100	9.3	1.0
250	23.2	0.9
1,000	92.9	0.8

## notas

- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- Se permite la interpolación lineal para valores de L/y B, h/y L y y distintos de los que se muestran. La interpolación sólo se realizará entre valores del mismo signo. Cuando no se proporcione ningún valor del mismo signo, suponga 0,0 para fines de interpolación.
- Cuando se enumeran dos valores de Cp, esto indica que la pendiente del techo de barlovento está sujeta a presiones positivas o negativas y la estructura del techo debe estar diseñada para ambas condiciones. La interpolación para relaciones intermedias de h/y L en este caso solo será entre valores de Cp de igual signo.
- Para techos de una sola pendiente, toda la superficie del techo es una superficie de barlovento o de sotavento.
- Consulte la Fig. 27.3-2 para cúpulas y la Fig. 27.3-3 para techos arqueados.
- Para techos abuhardillados, la superficie horizontal superior y la superficie inclinada a sotavento se tratarán como superficies a sotavento desde la mesa.
- Excepto para los MWFRS en el techo que consisten en pórticos resistentes a momento, el cortante horizontal total no debe ser menor que determinado despreciando las fuerzas del viento en las superficies del techo.

FIGURA 27.3-1 (Continuación). Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 1 (todas las alturas): Coeficientes de presión externa, Cp, para sistemas cerrados y Edificios parcialmente cerrados: paredes y techos

## diagramas

Notación f =

Elevación del domo, en pies

(m). hD = Altura a la base del domo, en pies (m).

D = Diámetro, en pies (m).  $\dot{\gamma}$

= Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

## notas

1. Se considerarán dos casos de carga:

Caso A: Los valores de  $C_p$  entre A y B y entre B y C se determinarán por interpolación lineal a lo largo de arcos en la cúpula paralelos a la dirección del viento;

Caso B:  $C_p$  será el valor constante de A para  $\dot{\gamma} \leq 25$  grados y se determinará por interpolación lineal de 25 grados a B y de B a C.

2. Los valores indican que  $C_p$  se usará con  $q_0 h D p_f$  donde  $h D p_f$  es la altura en la parte superior del domo.
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
4.  $C_p$  es constante en la superficie del domo para arcos de círculos perpendiculares a la dirección del viento; por ejemplo, el arco que pasa por B-B-B y todos los arcos paralelos a B-B-B.
5. Para valores de  $h D \dot{\gamma}$  entre los enumerados en las curvas del gráfico, se permitirá la interpolación lineal. 6.  $\dot{\gamma} = 0$  grados en la línea de resorte del domo,  $\dot{\gamma} = 90$  grados en el punto superior del centro del domo. f se mide desde la línea de resorte hasta la parte superior.
7. El cortante horizontal total no debe ser menor que el determinado despreciando las fuerzas del viento en las superficies del techo.
8. Para valores de f  $\dot{\gamma} < 0,05$ , utilice la figura 27.3-1.

FIGURA 27.3-2 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 1 (todas las alturas): Coeficientes de presión externa,  $C_p$ , para sistemas cerrados y parcialmente Edificios y estructuras cerrados: techos abovedados con base circular

## Coeficiente de presión externa, $C_p$

Condiciones	Relación de elevación a tramo, $r$	Barrio de barlovento	Mitad central	Cuarto de sotavento	$C_p$
Techo sobre estructura elevada	$0 < r < 0,2$ $0,2 \leq r < 0,3$ $\geq r \geq 0,6$	$\hat{y}0,9$ $1,5r \leq 0,3$ $2,75r \leq 0,7$	$\hat{y}0,7 \leq r$ $\hat{y}0,7 \leq r$ $\hat{y}0,7 \leq r$	$\hat{y}0,5$ $0,5$ $0,5$	
Techo que brota del nivel del suelo	0,6	1,4r	$\hat{y}0,7 \leq r$	$\hat{y}0,5$	

<sup>a</sup> Cuando la relación entre altura y luz sea  $0,2 \leq r \leq 0,3$ , también se utilizarán coeficientes alternos dados por  $6r \leq 2,1$  para el cuarto de barlovento.

### notas

1. Los valores enumerados son para la determinación de las cargas promedio en los principales sistemas resistentes a la fuerza del viento.
2. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
3. Para viento dirigido paralelo al eje del arco, utilice los coeficientes de presión de la Fig. 27.3-1 con viento dirigido paralelo a la cumbre.
4. Para componentes y revestimiento (1) en el perímetro del techo, use los coeficientes de presión externa en la Fig. 30.3-2A, B y C con  $\hat{y}$  basado en la pendiente de la línea de resorte y (2) para las áreas restantes del techo, use los coeficientes de presión externa de esta tabla multiplicados por 1.2.

FIGURA 27.3-3 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, componentes y revestimiento, parte 1 (todas las alturas): presión externa

Coeficientes,  $C_p$ , para edificios y estructuras cerrados y parcialmente cerrados: techos arqueados

## diagramas

### Notación

$L$  = Dimensión horizontal del techo, medida en la dirección del viento, pies (m).

$h$  = Altura media del techo, pies (m).

$\hat{y}$  = Dirección del viento, grados.

$\hat{\gamma}$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, grados.

### Coeficiente de presión neta, CN

Ángulo del techo, $\hat{y}$	Caso de carga	Dirección del viento, $\hat{y} = 0^\circ$				Dirección del viento, $\hat{y} = 180^\circ$			
		Flujo de viento claro		Flujo de viento obstruido		Flujo de viento claro		Flujo de viento obstruido	
		CNW	CNL	CNW	CNL	CNW	CNL	CNW	CNL
0°	A	1,2	0,3	ÿ0,5	ÿ1,2	1,2	0,3	ÿ0,5	ÿ1,2
	B	ÿ1,1	ÿ0,1	ÿ1,1	ÿ0,6	ÿ1,1	ÿ0,1	ÿ1,1	ÿ0,6
7,5°	A	ÿ0,6	ÿ1,0	ÿ1,0	ÿ1,5	0,9	1,5	-0,2	ÿ1,2
	B	ÿ1,4	0,0	ÿ1,7	ÿ0,8	1,6	0,3	0,8	ÿ0,3
15°	A	ÿ0,9	ÿ1,3	ÿ1,1	ÿ1,5	1,3	1,6	0,4	ÿ1,1
	B	ÿ1,9	0,0	ÿ2,1	ÿ0,6	1,8	0,6	1,2	ÿ0,3
22,5°	A	ÿ1,5	ÿ1,6	ÿ1,5	ÿ1,7	1,7	1,8	0,5	ÿ1,0
	B	ÿ2,4	ÿ0,3	ÿ2,3	ÿ0,9	2,2	0,7	1,3	0,0
30°	A	ÿ1,8	ÿ1,8	ÿ1,5	ÿ1,8	2,1	2,1	0,6	ÿ1,0
	B	ÿ2,5	ÿ0,5	ÿ2,3	ÿ1,1	2,6	1,0	1,6	0,1
37,5°	A	ÿ1,8	ÿ1,8	ÿ1,5	ÿ1,8	2,1	2,2	0,7	ÿ0,9
	B	ÿ2,4	ÿ0,6	ÿ2,2	ÿ1,1	2,7	1,1	1,9	0,3
45°	A	ÿ1,6	ÿ1,8	ÿ1,3	ÿ1,8	2,2	2,5	0,8	ÿ0,9
	B	ÿ2,3	ÿ0,7	ÿ1,9	ÿ1,2	2,6	1,4	2,1	0,4

### notas

1. CNW y CNL denotan presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior) para la mitad de barlovento y sotavento de las superficies del techo, respectivamente.
2. El flujo de viento claro denota un flujo de viento relativamente sin obstrucciones con un bloqueo menor o igual al 50 %. El flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (>50% de bloqueo).
3. Para valores de  $\hat{y}$  entre 7,5° y 45°, se permite la interpolación lineal. Para valores de  $\hat{y}$  inferiores a 7,5°, utilice coeficientes de carga para 0°.
4. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.
5. Se investigarán todos los casos de carga que se muestran para cada ángulo del techo.

FIGURA 27.3-4 Sistema de Resistencia a la Fuerza del Viento Principal, Parte 1 (0.25  $\hat{y}$   $h_L$   $\hat{y}$  1.0): Coeficiente de Presión Neta, CN, para Edificios Abiertos con Cubiertas Libres Monopendientes,  $\hat{y} \geq 45^\circ$ ,  $\hat{y}=0^\circ$ ,  $180^\circ$ )

## Diagrama

### Notación

$L$  = Dimensión horizontal del techo, medida en la dirección del viento, pies (m).  
 $h$  = Altura media del techo, pies (m).  
 $\hat{y}$  = Dirección del viento, grados.  
 $\hat{y}$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, grados.

### Coeficiente de presión neta, CN

Dirección del viento,  $\hat{y} = 0^\circ, 180^\circ$

Ángulo del techo, $\hat{y}$	Caso de carga	Flujo de viento claro		Flujo de viento obstruido	
		CNW	CNL	CNW	CNL
$7,5^\circ$	A	1.1	$\hat{y}0,3$	$\hat{y}1,6$	$\hat{y}1,0$
	B	0.2	$\hat{y}1,2$	$\hat{y}0,9$	$\hat{y}1,7$
$15^\circ$	A	1.1	$\hat{y}0,4$	$\hat{y}1,2$	$\hat{y}1,0$
	B	0.1	$\hat{y}1,1$	$\hat{y}0,6$	$\hat{y}1,6$
$22,5^\circ$	A	1.1	0.1	$\hat{y}1,2$	$\hat{y}1,2$
	B	$\hat{y}0,1$	$\hat{y}0,8$	$\hat{y}0,8$	$\hat{y}1,7$
$30^\circ$	A	1.3	0.3	$\hat{y}0,7$	$\hat{y}0,7$
	B	$\hat{y}0,1$	$\hat{y}0,9$	$\hat{y}0,2$	$\hat{y}1,1$
$37,5^\circ$	A	1.3	0.6	$\hat{y}0,6$	$\hat{y}0,6$
	B	$\hat{y}0,2$	$\hat{y}0,6$	$\hat{y}0,3$	$\hat{y}0,9$
$45^\circ$	A	1.1	0.9	$\hat{y}0,5$	$\hat{y}0,5$
	B	$\hat{y}0,3$	$\hat{y}0,5$	$\hat{y}0,3$	$\hat{y}0,7$

### notas

1. CNW y CNL denotan presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior) para la mitad de barlovento y sotavento de las superficies del techo, respectivamente.
2. El flujo de viento claro denota un flujo de viento relativamente sin obstrucciones con un bloqueo menor o igual al 50 %. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (>50% de bloqueo).
3. Para valores de  $\hat{y}$  entre  $7,5^\circ$  y  $45^\circ$ , se permite la interpolación lineal. Para valores de  $\hat{y}$  inferiores a  $7,5^\circ$ , utilice la carga de cubierta monopendiente coeficientes
4. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.
5. Se investigarán todos los casos de carga que se muestran para cada ángulo del techo.

FIGURA 27.3-5 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 1 ( $0,25 \leq h/L \leq 1,0$ ): Coeficiente de presión neta, CN , para Edificios Abiertos con Techos Libres Inclinados,  $\hat{y} \geq 45^\circ$ ,  $\hat{y}=0^\circ, 180^\circ$

## Diagrama

### Notación

$L$  = Dimensión horizontal del techo, medida en la dirección del viento, pies (m).  
 $h$  = Altura media del techo, pies (m).  
 $\hat{y}$  = Dirección del viento, grados.  
 $\tilde{y}$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, grados.

### Coeficiente de presión neta, CN

Dirección del viento,  $\hat{y} = 0^\circ, 180^\circ$

Ángulo del techo, $\tilde{y}$	Caso de carga	Flujo de viento claro		Flujo de viento obstruido	
		CNW	CNL	CNW	CNL
7,5°	A	ÿ1,1	0.3	ÿ1,6	ÿ0,5
	B	ÿ0,2	1.2	ÿ0,9	ÿ0,8
15°	A	ÿ1,1	0.4	ÿ1,2	ÿ0,5
	B	0.1	1.1	ÿ0,6	ÿ0,8
22,5°	A	ÿ1,1	ÿ0,1	ÿ1,2	ÿ0,6
	B	ÿ0,1	0.8	ÿ0,8	ÿ0,8
30°	A	ÿ1,3	ÿ0,3	ÿ1,4	ÿ0,4
	B	ÿ0,1	0.9	ÿ0,2	ÿ0,5
37,5°	A	ÿ1,3	ÿ0,6	ÿ1,4	ÿ0,3
	B	0.2	0.6	ÿ0,3	ÿ0,4
45°	A	ÿ1,1	ÿ0,9	ÿ1,2	ÿ0,3
	B	0.3	0.5	ÿ0,3	ÿ0,4

### notas

1. CNW y CNL denotan presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior) para la mitad de barlovento y sotavento de las superficies del techo, respectivamente.
2. El flujo de viento claro denota un flujo de viento relativamente sin obstrucciones con un bloqueo menor o igual al 50 %. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (>50% de bloqueo).
3. Para valores de  $\tilde{y}$  entre 7,5° y 45°, se permite la interpolación lineal. Para valores de  $\tilde{y}$  inferiores a 7,5°, utilice la carga de cubierta monopendiente coeficientes
4. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.
5. Se investigarán todos los casos de carga que se muestran para cada ángulo del techo.

FIGURA 27.3-6 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 1 (0.25  $\tilde{y}$  h/L  $\tilde{y}$  1.0): coeficiente de presión neta, CN, para edificios abiertos con Techos libres en artesa,  $\tilde{y} \neq 45^\circ$ ,  $\hat{y}=0^\circ, 180^\circ$

## diagramas

### Notación

$L$  = Dimensión horizontal del techo, medida en la dirección del viento, pies (m).

$h$  = Altura media del techo, pies (m). Ver figuras. 27.3-4, 27.3-5 o 27.3-6 para una representación gráfica de esta dimensión.

$\hat{\gamma}$  = Dirección del viento, grados.

$\beta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, grados.

### Coeficiente de presión neta, CN

Distancia horizontal desde Borde de barlovento	Ángulo del techo $\hat{\gamma}$	Caso de carga	Flujo de viento claro CN	Flujo de viento obstruido CN
<h	Todas las formas $\hat{\gamma} < 45^\circ$	A B	0,8 0,8	$\hat{\gamma} 1,2$ 0,5
>h; <2 horas	Todas las formas $\hat{\gamma} < 45^\circ$	A B	0,6 0,5	$\hat{\gamma} 0,9$ 0,5
>2h	Todas las formas $\hat{\gamma} < 45^\circ$	A B	0,3 0,3	$\hat{\gamma} 0,6$ 0,3

### notas

1. CN denota presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior).
2. El flujo de viento claro denota un flujo de viento relativamente sin obstrucciones con un bloqueo menor o igual al 50 %. El flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (>50% de bloqueo).
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.
4. Se investigarán todos los casos de carga mostrados para cada ángulo del techo.
5. Para techos de una sola pendiente con  $\hat{\gamma}$  inferior a 5 grados, los valores de CN que se muestran también se aplican a los casos en los que  $\hat{\gamma} = 0$  grados y 0,05 menos o igual a  $\hat{\gamma} L$  menor o igual a 0,25. Consulte la figura 27.3-4 para conocer otros valores de  $\hat{\gamma} L$ .

FIGURA 27.3-7 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 1 (0,25  $\hat{\gamma} h/L \leq 1,0$ ): Coeficiente de presión neta, CN , para Edificios Abiertos con Techos Libres,  $\hat{\gamma} = 45^\circ, \hat{\gamma} = 90^\circ, 270^\circ$

## diagramas

### Notación

$PW_x, PW_y$  = Presión de diseño en la cara de barlovento que actúa en el eje principal x, y, respectivamente.

$PL_x, PL_y$  = Presión de diseño de la cara de sotavento que actúa en el eje principal x, y, respectivamente.

$e_{ex}, e_{ey}$  = Excentricidad para el eje principal x, y de la estructura, respectivamente.

$MT$  = Momento de torsión por unidad de altura actuando sobre un eje vertical del edificio.

Caso 1. Presión total del viento de diseño actuando sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura, considerada por separado a lo largo de cada eje principal.

Caso 2. Tres cuartas partes de la presión del viento de diseño actuando sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura junto con un momento de torsión como se muestra, considerado por separado para cada eje principal.

Caso 3. Carga de viento como se define en el Caso 1, pero se considera que actúa simultáneamente al 75% del valor especificado.

Caso 4. Carga de viento como se define en el Caso 2, pero se considera que actúa simultáneamente al 75% del valor especificado.

### notas

1. Las presiones de viento de diseño para las caras de barlovento y sotavento se determinarán de acuerdo con las disposiciones de las Secciones 27.3.1. y 27.3.2 según corresponda para edificios de todas las alturas.

2. Los diagramas muestran vistas en planta de edificios.

FIGURA 27.3-8 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, parte 1 (todas las alturas): casos de carga de viento de diseño

## PARTE 2: EDIFICIOS CERRADOS DE DIAFRAGMA SIMPLE CON $h \geq 160$ pies ( $h \geq 48,8$ m)

Nota para el usuario: la Parte 2 del Capítulo 27 es un método simplificado para determinar las presiones del viento para el MWFRS de edificios cerrados de diafragma simple cuya altura  $h$  es  $\geq 160$  pies (48,8 m). Las presiones del viento se obtienen directamente de una tabla. El edificio puede tener cualquier forma de planta general y geometría de techo que coincida con las figuras especificadas. Este método es una simplificación del método tradicional de “todas las alturas” (Procedimiento direccional) contenido en la Parte 1 del Capítulo 27.

### 27.4 REQUISITOS GENERALES

**27.4.1 Procedimiento de diseño.** El procedimiento especificado aquí se aplica a la determinación de las cargas de viento MWFRS de edificios cerrados de diafragma simple, como se define en la Sección 26.2, con una altura de techo media  $h \geq 160$  pies ( $h \geq 48,8$  m). Los pasos necesarios para la determinación de las cargas de viento MWFRS en edificios cerrados de diafragma simple se muestran en la Tabla 27.4-1.

**27.4.2 Condiciones.** Además de los requisitos de la Sección 27.1.2, una edificación que tenga cargas de viento de diseño determinadas de acuerdo con esta sección deberá cumplir con todas las siguientes condiciones para una edificación Clase 1 o Clase 2 (Fig. 27.4-1):

#### Edificios Clase 1:

1. El edificio será de construcción de diafragma simple cerrado como se define en la Sección 26.2.
2. El edificio deberá tener una altura de techo media  $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m).
3. La relación de  $L \geq B$  no será inferior a 0,2 ni superior a 5,0 (0,2  $\leq L \leq 5,0$ ).

#### Edificios Clase 2:

1. El edificio será de construcción de diafragma simple cerrado como se define en la Sección 26.2.
2. El edificio deberá tener una altura de techo promedio de 60 pies  $< h \leq 160$  pies (18,3 m  $< h \leq 48,8$  m).
3. La relación de  $L \geq B$  no será inferior a 0,5 ni superior a 2,0 (0,5  $\leq L \leq 2,0$ ).
4. La frecuencia natural fundamental (hercios) del edificio no debe ser inferior a  $75\sqrt{h}$  donde  $h$  está en pies.

**27.4.3 Parámetros de carga de viento especificados en el Capítulo 26.** Consulte el Capítulo 26 para determinar la velocidad básica del viento,  $V$  (Sección 26.5), la categoría de exposición (Sección 26.7) y el factor topográfico  $K_{zt}$  (Sección 26.10).

**27.4.4 Efectos topográficos.** Las presiones del viento determinadas a partir de esta sección se multiplicarán por  $K_{zt}$  según lo determinado en la Sección 26.10 utilizando un valor de  $K_{zt}$  para el edificio calculado a las 0,33 h. Alternativamente, se permitirá ingresar a las Tablas 27.5-1 y 27.5-2 con una velocidad del viento igual a  $V K_{zt} p$  donde  $K_{zt}$  se determina a una altura de

**27.4.5 Flexibilidad del diafragma.** El procedimiento de diseño especificado aquí se aplica a edificios que tienen diafragmas rígidos o flexibles. El análisis estructural deberá considerar la

Tabla 27.4-1 Pasos para determinar las cargas de viento MWFRS para edificios cerrados de diafragma simple,  $h \geq 160$  pies ( $h \geq 48,8$  m)

- Paso 1: Determinar la categoría de riesgo del edificio; consulte la Tabla 1.5-1.
- Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento,  $V$ , para la categoría de riesgo aplicable; véanse las figuras. 26.5-1 y 26.5-2.
- Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:
  - Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7. • Factor topográfico,  $K_{zt}$ ; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1. • Clasificación del recinto; consulte la Sección 26.12.
- Paso 4: ingrese la tabla para determinar las presiones netas en las paredes en la parte superior y la base del edificio, respectivamente,  $p_h$ ;  $p_0$ , Tabla 27.5-1.
- Paso 5: Ingrese a la tabla para determinar las presiones netas del techo,  $p_z$ , Tabla 27.5-2.
- Paso 6: Determine el factor topográfico,  $K_{zt}$ , y aplique el factor a las presiones de la pared y el techo (si corresponde); consulte la Sección 26.8.
- Paso 7: Aplique cargas a paredes y techos simultáneamente.

rigidez relativa de los diafragmas y los elementos verticales del MWFRS.

Los diafragmas construidos con paneles de madera pueden idealizarse como flexibles. Los diafragmas construidos con cubiertas metálicas sin cubierta, cubiertas metálicas llenas de hormigón y losas de hormigón, cada una con una relación entre la luz y la profundidad de 2 o menos, pueden idealizarse como rígidas para considerar la carga del viento.

### 27.5 CARGAS DE VIENTO: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO

**27.5.1 Superficies de Paredes y Techos: Edificios Clase 1 y 2.** Las presiones netas del viento para las paredes y las superficies del techo deben determinarse a partir de las Tablas 27.5-1 y 27.5-2, respectivamente, para la categoría de exposición aplicable según lo determinado por la Sección 26.7.

Para edificios de Clase 1 con valores de  $L \geq B$  inferiores a 0,5, utilice las presiones del viento tabuladas para  $L \geq B = 0,5$ . Para edificios de Clase 1 con valores de  $L \geq B$  superiores a 2,0, utilice las presiones del viento tabuladas para  $L \geq B = 2,0$ .

Las presiones netas de las paredes se deben aplicar al área proyectada de las paredes del edificio en la dirección del viento, y las presiones de las paredes exteriores se deben aplicar al área proyectada de las paredes del edificio normales a la dirección del viento que actúa hacia afuera de acuerdo con la Nota 3 de la Tabla 27.5-1, simultáneamente con las presiones del techo de la Tabla 27.5-2, como se muestra en la Fig. 27.5-1.

Cuando se muestren dos casos de carga en la tabla de presiones del techo, los efectos de cada caso de carga deben investigarse por separado. El MWFRS en cada dirección debe diseñarse para los casos de carga de viento como se define en la Fig. 27.3-8.

**EXCEPCIÓN:** No es necesario considerar los casos de carga torsional de la figura 27.3-8 (Caso 2 y Caso 4) para edificios que cumplen con los requisitos del Apéndice D.

**27.5.2 Parapetos.** El efecto de las cargas de viento horizontales aplicadas a todas las superficies verticales de los parapetos del techo para el diseño del MWFRS se basará en la aplicación de una presión de viento horizontal neta adicional aplicada al área proyectada de la superficie del parapeto igual a 2,25 veces las presiones de pared tabuladas en la Tabla 27.5-1 para  $L \geq B = 1,0$ . La presión neta especificada tiene en cuenta la carga del parapeto tanto a barlovento como a sotavento en la superficie del edificio tanto a barlovento como a sotavento. La presión del parapeto se debe aplicar simultáneamente con las presiones especificadas en la pared y el techo que se muestran en la tabla de

Figura 27.5-2. La altura  $h$  utilizada en la Tabla 27.5-1 para determinar la presión del parapeto será la altura hasta la parte superior del parapeto como se muestra en la Fig. 27.5-2 (utilice  $h=hp$ ).

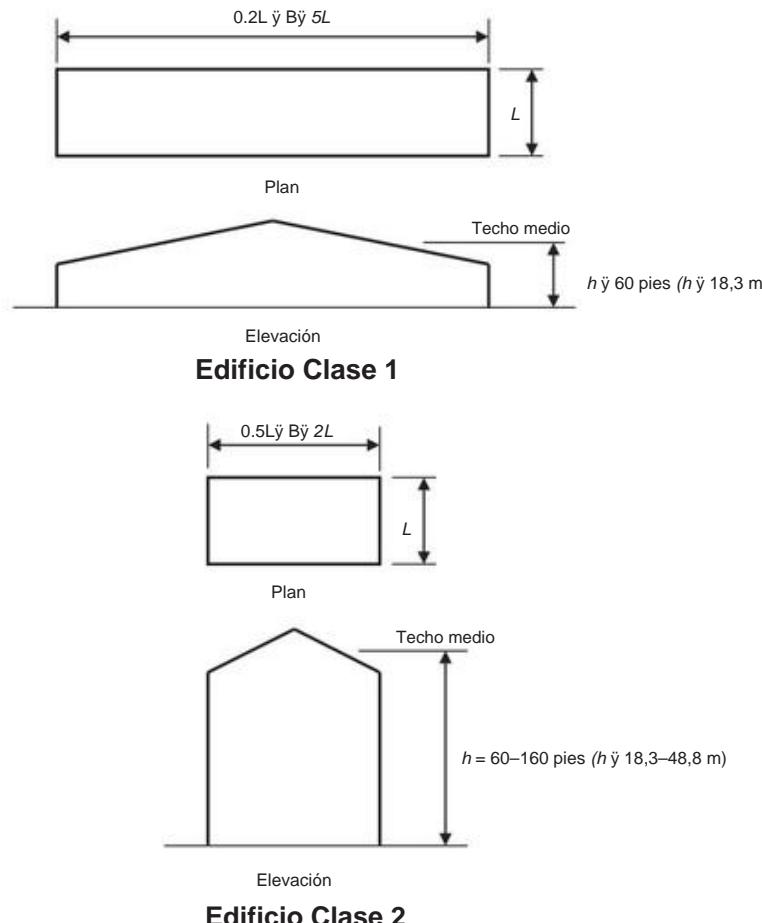
27.5.3 Voladizos de techo. El efecto de las cargas de viento verticales en cualquier voladizo del techo se basará en la aplicación de un presión positiva del viento en la parte inferior del barlovento voladizo igual al 75% de la presión del borde del techo de la Tabla 27.5-2 para Zona 1 o Zona 3, según corresponda. Esta presión será aplicado al voladizo del techo a barlovento solamente y debe ser aplicado

simultáneamente con otras presiones de pared y techo tabuladas, como se muestra en la figura 27.5-3.

## 27.6 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

No hay estándares de consenso y otros documentos que serán considerados parte de esta norma se mencionan en este capítulo.

### diagramas



### Notación

$B$  = Dimensión horizontal del edificio, en pies (m), medida normal a la dirección del viento.

$L$  = Dimensión horizontal del edificio, en pies (m), medida paralela a la dirección del viento.

$h$  = Altura media del techo, en pies (m), excepto que la altura del alero se utilizará para  $\leq 10$  grados.

### Nota

La forma del techo puede ser plana, a dos aguas, abuhardillada o a cuatro aguas.

FIGURA 27.4-1 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 2 [ $h \leq 160$  pies ( $h \leq 48,8$  m)]: Clase de construcción para edificios cerrados de diafragma simple (requisitos de geometría del edificio)

Diagrama

Nota

Para la aplicación de las presiones del viento, consulte las tablas 27.5-1 y 27.5-2

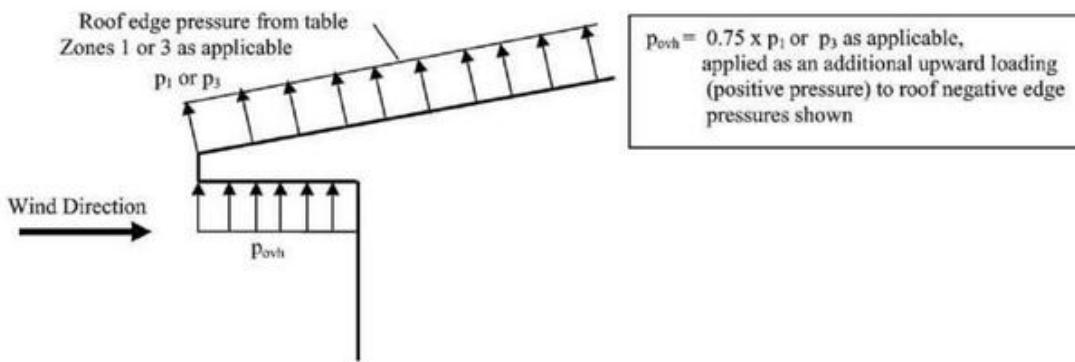
FIGURA 27.5-1 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 2 [h ≤ 160 pies (h ≤ 48,8 m)]: edificios cerrados de diafragma simple, presiones del viento, paredes y techo

Diagrama

Nota

Para la aplicación de cargas de viento de parapeto, consulte la Tabla 27.5-1

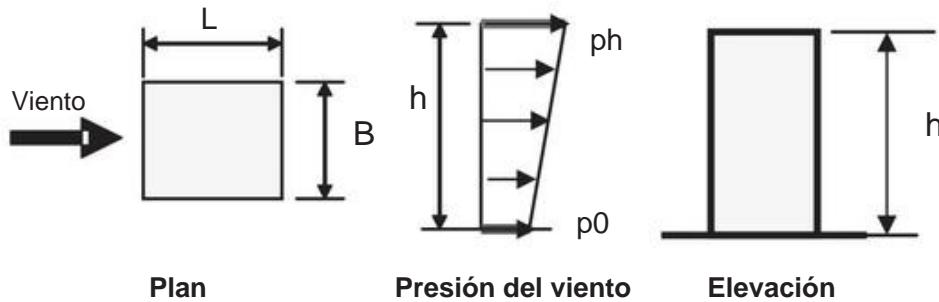
FIGURA 27.5-2 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 2 [h ≤ 160 pies (h ≤ 48,8 m)]: edificios cerrados de diafragma simple, cargas de viento de parapeto.

**Diagrama****Nota**

Para la aplicación de cargas de viento en voladizo de techo, consulte la Tabla 27.5-1

**FIGURA 27.5-3 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 2: Edificios cerrados de diafragma simple, Cargas de viento del voladizo del techo**

**Tabla 27.5-1 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 2 [h ≤ 160 pies (h ≤ 48,8 m): Edificios cerrados de diafragma simple: presiones del viento: muros**

**Parámetros para la aplicación de presiones de pared****Notación**

*L* = Dimensión del plano de construcción paralela a la dirección del viento, pies (m).

*B* = Dimensión del plano de construcción perpendicular a la dirección del viento, pies (m). *h* =

Altura media del techo, pies (m). *ph*, *p0* = Presión de pared neta a lo largo del viento en la parte superior y en la base del edificio, respectivamente, *psf* ( $\text{kN/m}^2$ ).

**Notas para las tablas de presión de pared 1.** De la tabla

para cada exposición (B, C o D), *V*, *L/B* y *h*, determine *ph* (número superior) y *p0* (número inferior)

presiones de pared netas horizontales a lo largo del viento.

2. Las presiones externas de la pared lateral deben ser uniformes sobre la superficie de la pared que actúa hacia afuera y deben tomarse como el 54 % de la presión de *ph* tabulada para 0,2 *L/B* 1,0 y el 64 % de la presión de *ph* tabulada para 2,0 ≤ *L/B* ≤ 5,0. Se aplicará la interpolación lineal para 1,0 < *L/B* < 2,0. Las presiones externas de la pared lateral no incluyen el efecto de las presiones internas.

presión.

3. Aplique presiones netas de pared a lo largo del viento como se muestra arriba al área proyectada de las paredes del edificio en la dirección del viento y aplique presiones de pared lateral externa al área proyectada de las paredes del edificio normales a la dirección del viento, simultáneamente con las presiones del techo de la Tabla 27.5-2.

4. La distribución de las presiones de pared netas tabuladas entre las caras de pared de barlovento y sotavento se basará en la distribución lineal de la presión neta total con la altura del edificio como se muestra arriba y las presiones de pared externa de sotavento que se suponen distribuidas uniformemente sobre la superficie de la pared de sotavento que actúa hacia afuera al 38 %. de *ph* para 0,2 ≤ *L/B* ≤ 1,0 y 27% de *ph* para 2,0 ≤ *L/B* ≤ 5,0. Se utilizará la interpolación lineal para 1,0 < *L/B* < 2,0. La presión neto restante se aplicará a las paredes de barlovento como una presión de pared externa que actúa hacia la superficie de la pared. Las presiones de las paredes de barlovento y sotavento así determinadas no incluyen el efecto de la presión interna.

5. Se permite la interpolación entre los valores de *V*, *h* y *L/B*.

6. 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0

continúa

	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340	350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500	510	520	530	540	550	560	570	580	590	600	610	620	630	640	650	660	670	680	690	700	710	720	730	740	750	760	770	780	790	800	810	820	830	840	850	860	870	880	890	900	910	920	930	940	950	960	970	980	990	1000
15	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340	350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500	510	520	530	540	550	560	570	580	590	600	610	620	630	640	650	660	670	680	690	700	710	720	730	740	750	760	770	780	790	800	810	820	830	840	850	860	870	880	890	900	910	920	930	940	950	960	970	980	990	1000
20	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340	350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500	510	520	530	540	550	560	570	580	590	600	610	620	630	640	650	660	670	680	690	700	710	720	730	740	750	760	770	780	790</																					



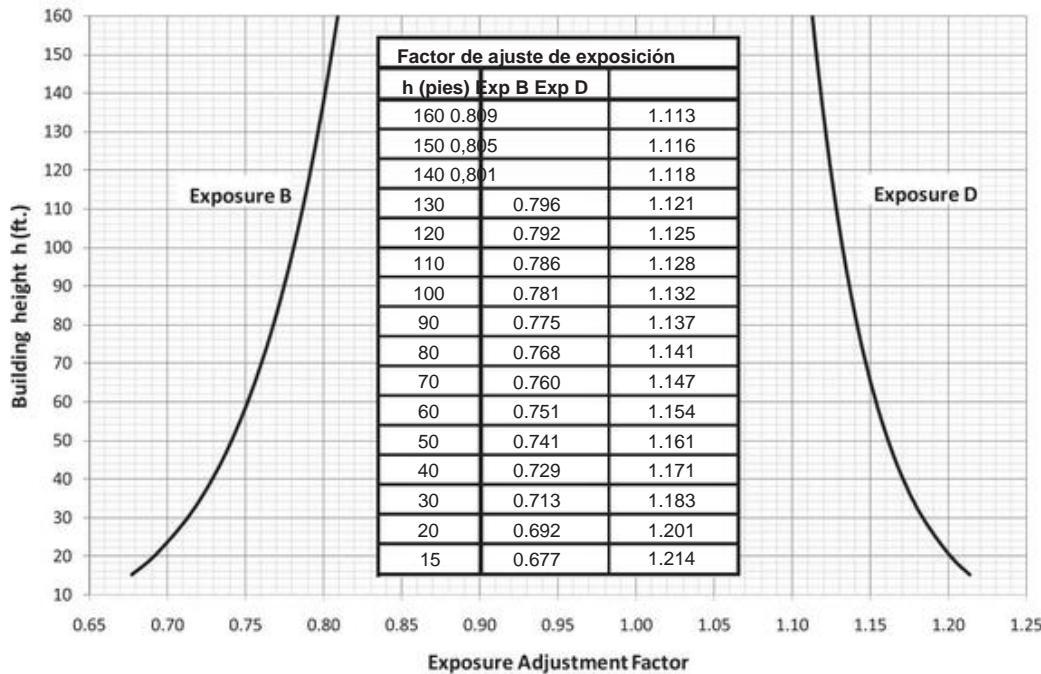
2

Tabla 27.5-2 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 2 [h > 160 pies (h > 48,8 m)]: diafragma simple cerrado  
Edificios—Presiones del viento—Techos

#### Notas para tablas de presión de techo

1. A partir de la tabla para exposición C, V, h y pendiente del techo, determine el  $ph$  de la presión del techo para cada zona del techo que se muestra en las figuras para la forma del techo aplicable. Para otras exposiciones B o D, multiplique las presiones de la tabla por la exposición adecuada factor de ajuste como se determina a partir de la figura a continuación.
2. Cuando se muestren dos casos de carga, se investigarán ambos casos de carga. Se requiere el caso de carga 2 para investigar el máximo vuelco sobre el edificio debido a las presiones del techo que se muestran.
3. Aplique presiones de pared netas a lo largo del viento al área proyectada de las paredes del edificio en la dirección del viento y aplique presiones de las paredes laterales exteriores al área proyectada de las paredes del edificio normales a la dirección del viento que actúa hacia afuera, simultáneamente con las presiones del techo de esta mesa.
4. Cuando se muestre un valor de cero en las tablas para el caso de techo plano, se proporciona a efectos de interpolación.
5. Se permite la interpolación entre V, h y la pendiente del techo. 6. 1,0 pies = 0,3048 m; 1.0 lb/ft<sup>2</sup> = 0.0479 kN/m<sup>2</sup>

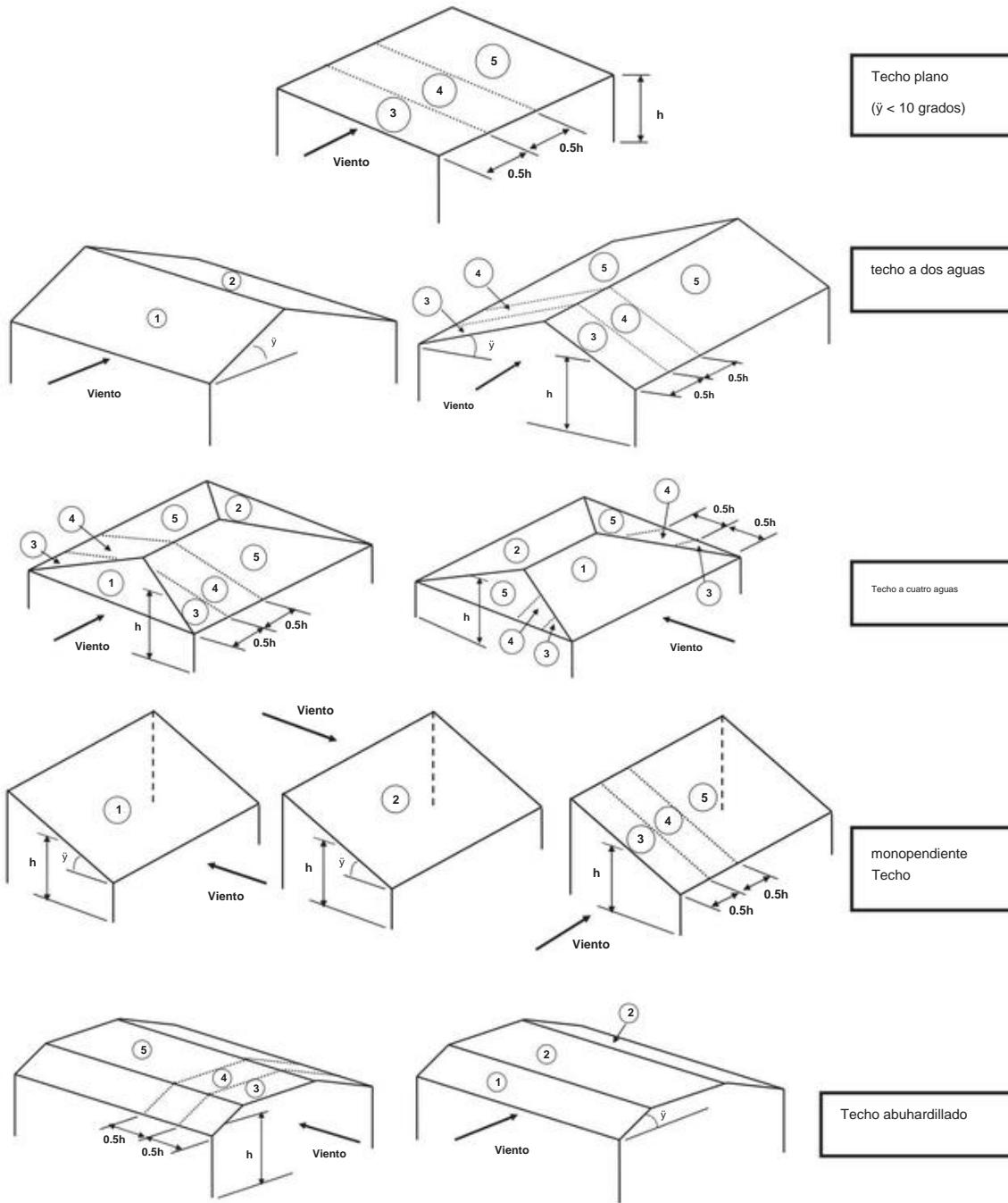
#### Factor de ajuste de exposición, exposiciones B y D



continúa

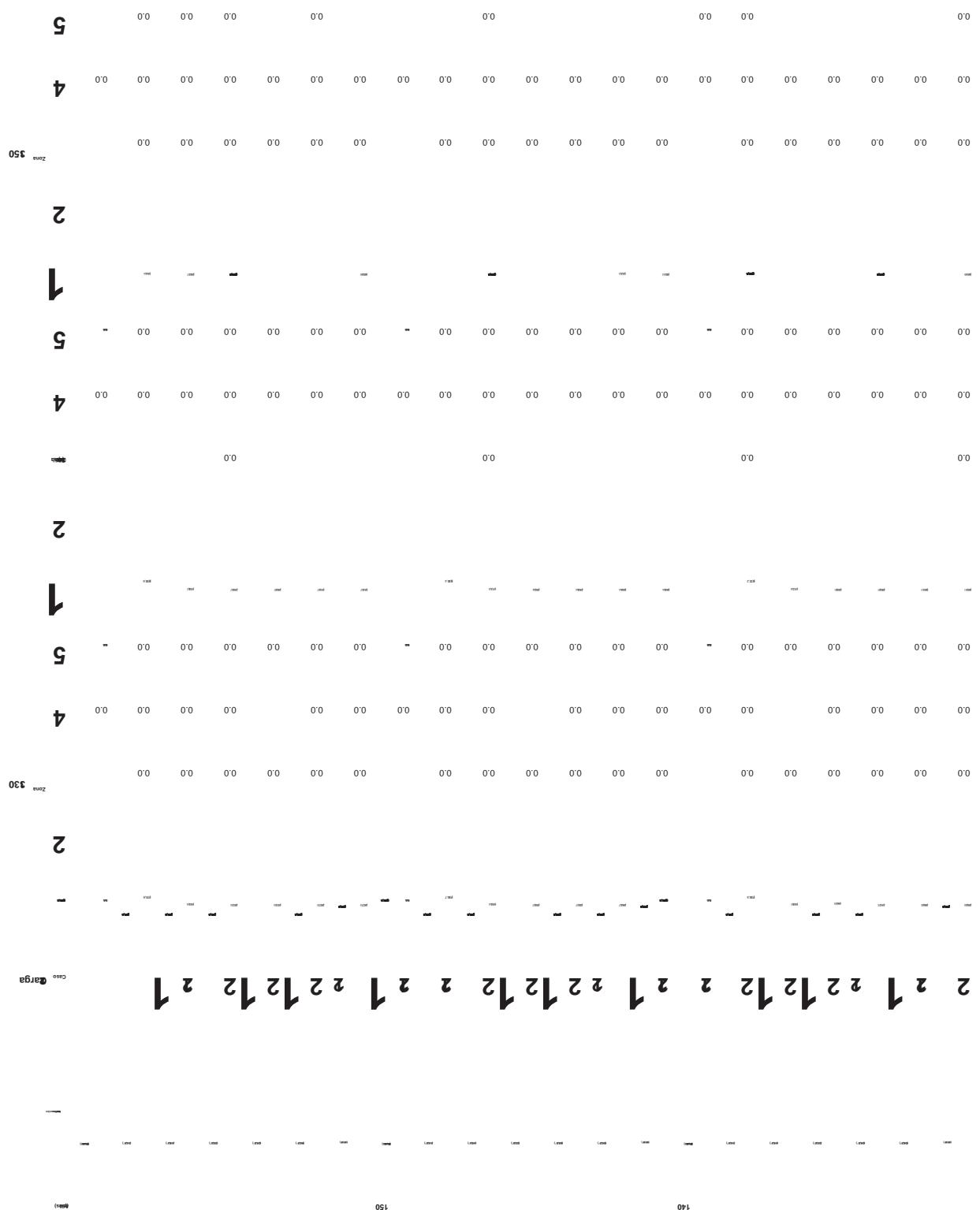
Tabla 27.5-2 (Continuación). Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 2 [h ≤ 160 pies (h ≤ 48,8 m)]: diafragma simple cerrado Edificios—Presiones del viento—Techos

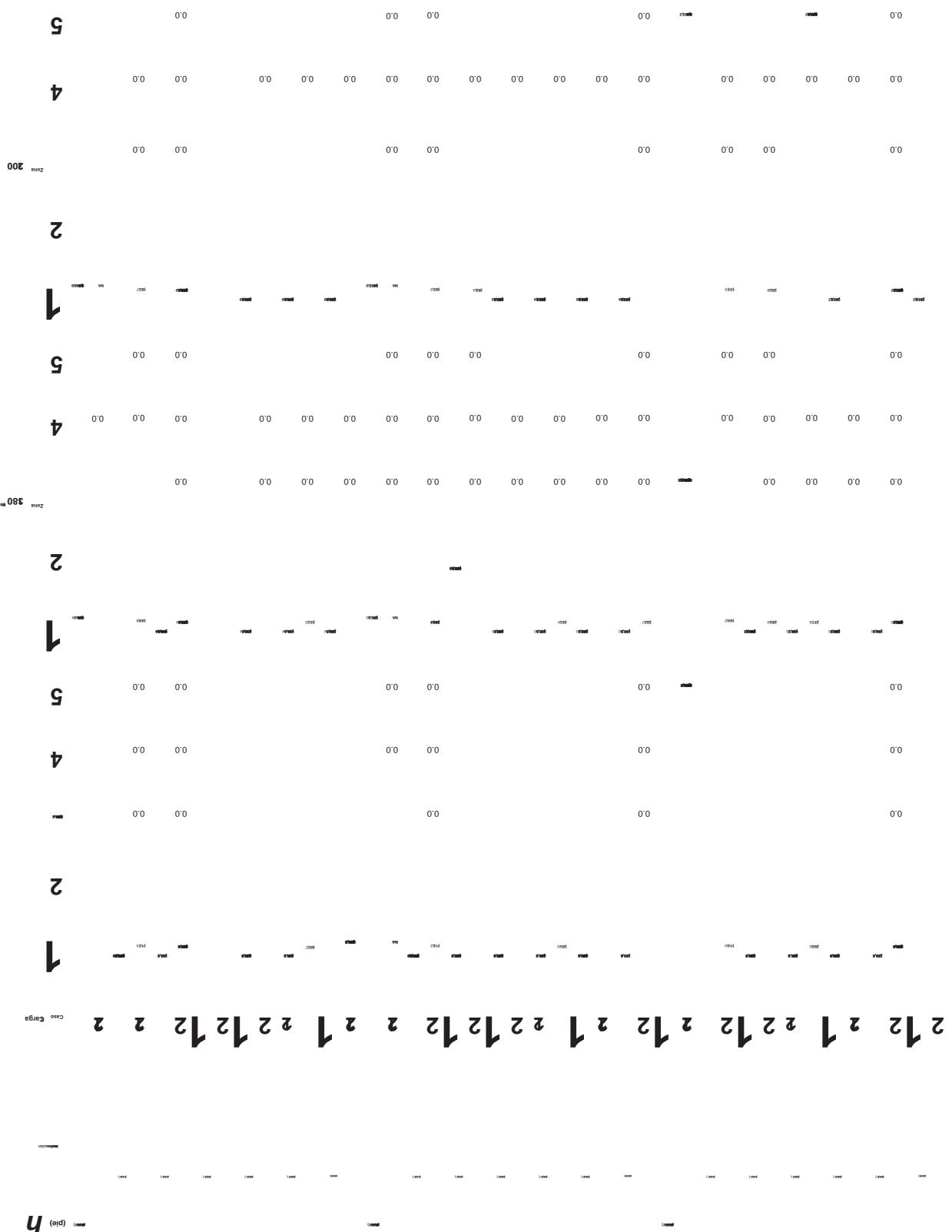
### Parameters for Application of Roof Pressures



continúa









0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0"

www.ijerpi.org | 10

0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0

¶ 10. The following table gives the number of cases of smallpox reported in each State during the year 1800.

0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0"

300

१४४

**C** 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0

0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0

61046 98826 1326 1036 10066 1036  

.. 00 00 00 00 00 00 00 .. 00 00 00 00 00 00 00 .. 00 00 00 00 00 00 00 ..

২

### **Introduction**

5

۷

320

2

↓

5

7

51

2

1

5

V

310

2

1

4 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

- 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" - 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" - 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0" 0'0"

— 1 —

- 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 - 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0

0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0

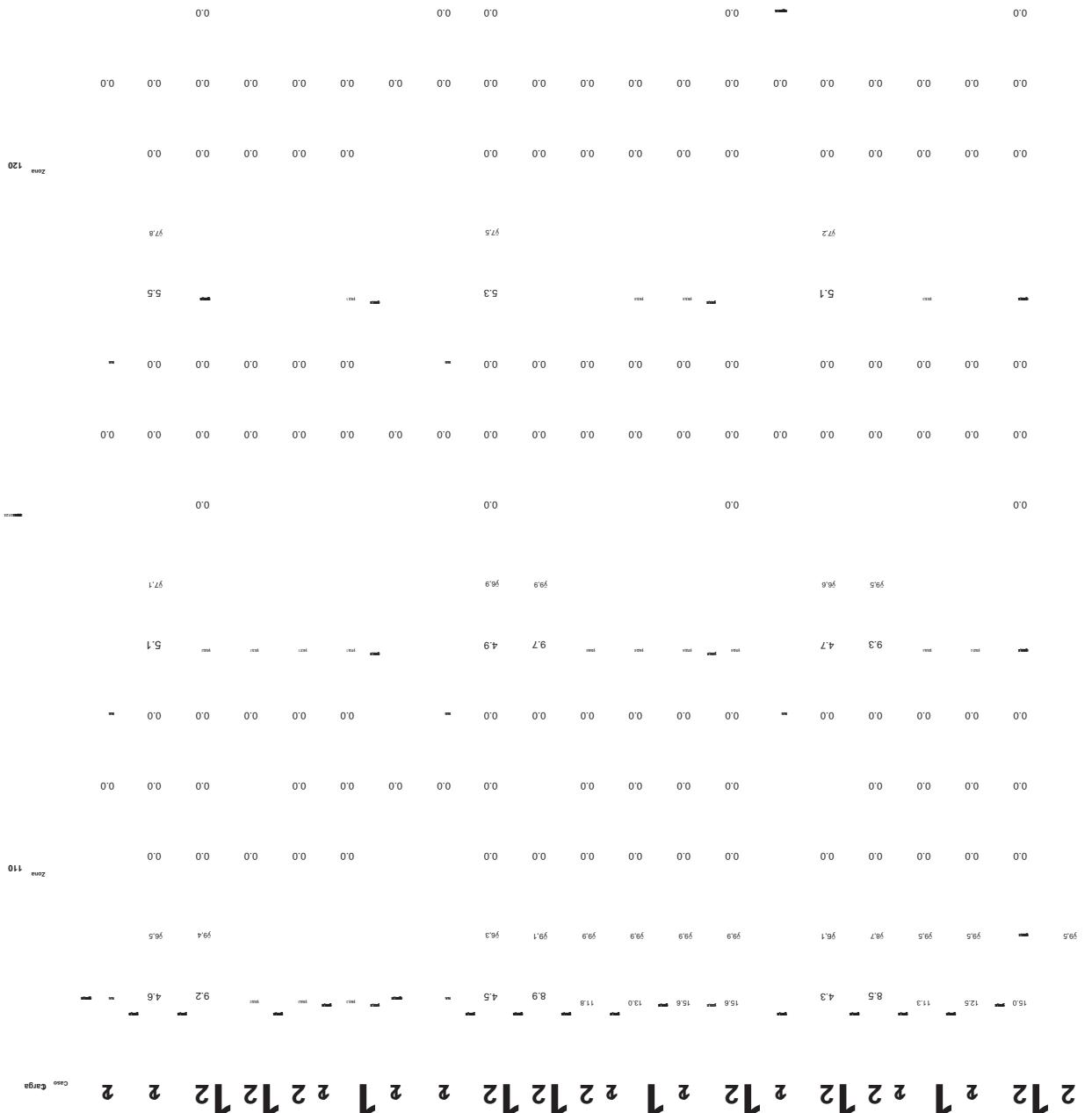
0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0 0'0

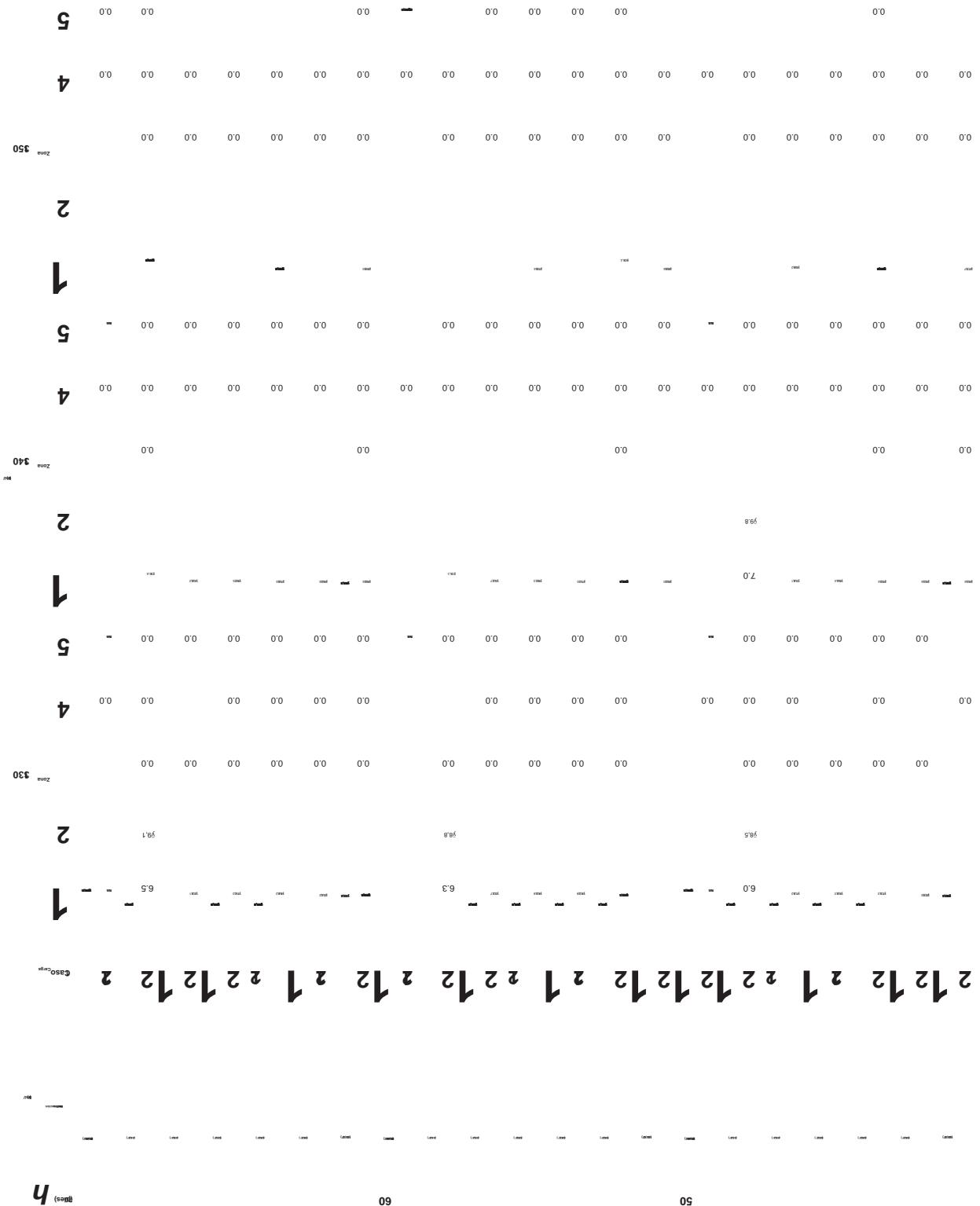
zona 330

13.1 13.2 13.3 13.4 13.5 13.6 13.7 13.8 13.9 13.10 13.11 13.12 13.13 13.14 13.15 13.16 13.17 13.18 13.19 13.20 13.21 13.22 13.23 13.24 13.25 13.26 13.27 13.28 13.29 13.30 13.31 13.32 13.33 13.34 13.35 13.36 13.37 13.38 13.39 13.40 13.41 13.42 13.43 13.44 13.45 13.46 13.47 13.48 13.49 13.50 13.51 13.52 13.53 13.54 13.55 13.56 13.57 13.58 13.59 13.60 13.61 13.62 13.63 13.64 13.65 13.66 13.67 13.68 13.69 13.70

2 1 2 2 2 1 2 1 2 1 2 2 2 2 2 2 2 2







000 [about](#)

1995 1996 1997 1998 1999 2000 2001 2002 2003 2004 2005 2006 2007 2008 2009 2010 2011 2012 2013 2014 2015

— 0'0 0'0 — 0'0 0'0 0'0 0'0 — 0'0

4 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

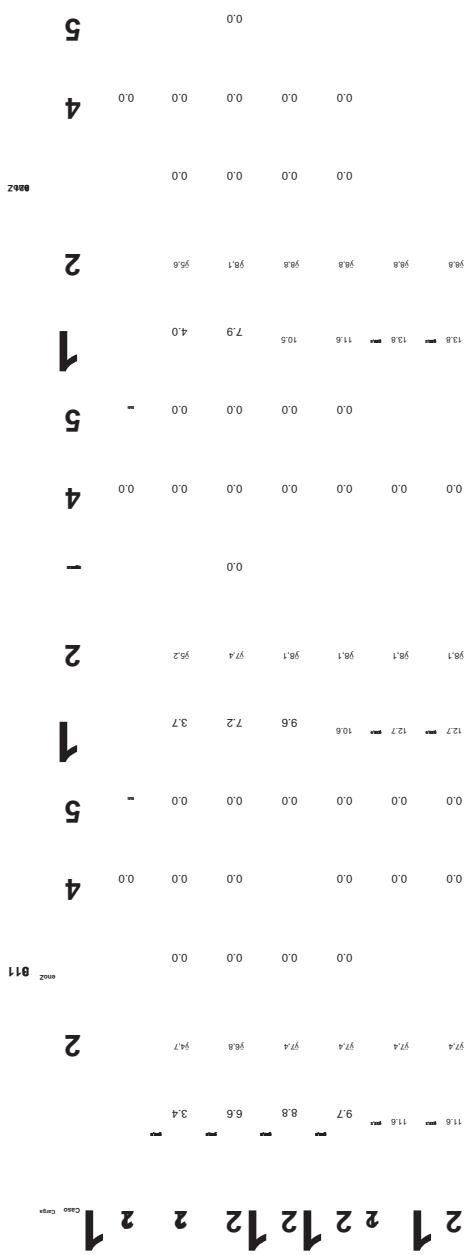
2 [Index](#) [Table of Contents](#) [Search](#) [Help](#)

5 - 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0









15 (b)(1)

5 0.0 0.0 0.0 0.0

4 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 **350**  
Zones

2  
78.8

6.2  
per cent  
per cent  
per cent

5 - 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

4 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

— 0.0 0.0 0.0 0.0

2 97.6

0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

[View Details](#) [View Details](#) [View Details](#) [View Details](#) [View Details](#)

2 1 2 2 12 12 2 2

450

5 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

4 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0  
0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

2 - - - - -

1 - - - - -

5 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

4 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

2 - - - - -

1 - - - - -

5 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

4 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0  
0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

0.02 861

2 - - - - -

1 - - - - -

2 1 2 2 12 12 2 2 1

- - - - - - - - - - -

15 - - - - - - - - - - -

## CAPÍTULO 28

### CARGAS DE VIENTO EN EDIFICIOS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DEL SOBRE)

#### 28.1 ALCANCE

**28.1.1 Tipos de Edificios.** Este capítulo se aplica a la determinación de las cargas de viento del sistema de resistencia a la fuerza del viento principal (MWFRS) en edificios de poca altura utilizando el Procedimiento de envolvente.

La Parte 1 se aplica a todos los edificios de poca altura en los que es necesario separar las cargas de viento aplicadas en las paredes de barlovento, sotavento y laterales del edificio para evaluar correctamente las fuerzas internas en los elementos MWFRS.

La Parte 2 se aplica a una clase especial de edificios de poca altura designados como edificios cerrados de diafragma simple según se define en la Sección 26.2.

**28.1.2 Condiciones.** Las cargas de viento de diseño determinadas de acuerdo con esta sección se aplicarán a edificios que cumplan con todas las siguientes condiciones:

1. El edificio es un edificio de forma regular según se define en la Sección 26.2.
2. El edificio no tiene características de respuesta que lo hagan sujeto a cargas de viento transversal, desprendimiento de vórtices, inestabilidad causada por galope o aleteo, ni tiene una ubicación de sitio para la cual los efectos de canalización o sacudidas a raíz de obstrucciones contra el viento justifiquen especial consideración.

**28.1.3 Limitaciones.** Las disposiciones de este capítulo toman en consideración el efecto de aumento de la carga causado por ráfagas en resonancia con las vibraciones del viento de los edificios flexibles.

Los edificios que no cumplen con los requisitos de la Sección 28.1.2 o que tengan formas o características de respuesta inusuales deben diseñarse usando literatura reconocida que documente tales efectos de carga de viento o deben usar el Procedimiento de Túnel de Viento especificado en el Capítulo 31.

**28.1.4 Blindaje.** No habrá reducciones en la presión de velocidad causadas por el aparente blindaje proporcionado por edificios y otras estructuras o características del terreno.

#### PARTE 1: CERRADO Y PARCIALMENTE CERRADO EDIFICIOS DE BAJA ALTURA

Nota para el usuario: Use la Parte 1 del Capítulo 28 para determinar la presión del viento en el MWFRS de edificios cerrados, parcialmente cerrados o abiertos de poca altura que tienen un techo plano, a dos aguas o a dos aguas. Estas disposiciones utilizan el Procedimiento de Envoltorio calculando las presiones del viento a partir de la ecuación específica aplicable a cada superficie del edificio. Para formas y alturas de edificios a los que se aplican estas disposiciones, este método generalmente produce la presión de viento más baja de todos los métodos analíticos especificados en esta norma.

#### 28.2 REQUISITOS GENERALES

Los pasos necesarios para la determinación de las cargas de viento MWFRS en edificios de poca altura se muestran en la Tabla 28.2-1.

Tabla 28.2-1 Pasos para determinar las cargas de viento en edificios de baja altura  
MWFRS

Paso 1: Determinar la categoría de riesgo del edificio; consulte la Tabla 1.5-1.  
Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento, V, para la categoría de riesgo aplicable; véanse las figuras. 26.5-1 y 26.5-2.

Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:

- Factor de direccionalidad del viento, Kd ; consulte la Sección 26.6 y Tabla 26.6-1. •

Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7. • Factor topográfico, Kzt; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1. • factor de elevación del suelo, Ke; consulte la Sección 26.9 y la Tabla 26.9-1.

- Clasificación del recinto; consulte la Sección 26.12. •

Coeficiente de presión interna, (GCpi); consulte la Sección 26.13 y Tabla 26.13-1.

Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición a la presión de la velocidad, Kz o Kh; consulte la Tabla 26.10-1.

Paso 5: Determinar la presión de velocidad, qz o qh, Eq. (26.10-1).

Paso 6: Determine el coeficiente de presión externa, (GCp), utilizando la Fig. 28.3-1 para techos planos y a dos aguas.

Nota para el usuario: Consulte la Fig. C28.3-2 del comentario para obtener orientación sobre los techos a cuatro aguas.

Paso 7: Calcular la presión del viento, p, a partir de la ecuación. (28.3-1).

**28.2.1 Parámetros de carga de viento especificados en el Capítulo 26.** Los siguientes parámetros de carga de viento se determinarán de acuerdo con el Capítulo 26:

- Velocidad básica del viento, V (Sección 26.5). •
- Factor de direccionalidad del viento, Kd (Sección 26.6). •
- Categoría de exposición (Sección 26.7). • Factor topográfico, Kzt (Sección 26.8). • Factor de elevación del terreno, Ke (Sección 26.9). • Coeficiente de exposición de presión de velocidad, Kz o Kh (Sección 26.10). • Clasificación del recinto (Sección 26.12). •
- Coeficiente de presión interna (GCpi) (Sección 26.13).

#### 28.3 CARGAS DE VIENTO: RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO PRINCIPAL SISTEMA

**28.3.1 Presión de viento de diseño para edificios de baja altura.** Las presiones de viento de diseño para la MWFRS de edificios de poca altura se determinarán mediante la siguiente ecuación:

$$p = qh \frac{1}{2} \delta GCPf \quad \text{y } \delta GCpi \quad \delta lb = ft^2 p \quad (28.3-1)$$

$$p = qh \frac{1}{2} \delta GCPf \quad \text{y } \delta GCpi \quad \delta N = m^2 p \quad (28.3-1.si)$$

Casos de carga básicos

diagramas

#### Notación

un 10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima o 3 pies (0,9 metros).

Excepción: Para edificios con  $\beta = 0$  a  $7^\circ$  y una dimensión horizontal mínima superior a 300 pies (90 m), la dimensión a debe limitarse a un máximo de 0,8 h.

h Altura media del techo, en pies (metros), excepto que la altura del alero se utilizará para  $\beta = 10^\circ$ .  
Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

FIGURA 28.3-1 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 1 [h  $\leq$  60 pies (h  $\leq$  18,3 m)]: Coeficientes de presión externa, ( $GC_{pf}$ ), para edificios cerrados y parcialmente cerrados—muros y techos de poca altura

continúa

## Caso de carga A

Ángulo del techo $\bar{\gamma}$ (grados)	Superficie de construcción							
	1	2	3	4	1E	2E	3E	4E
0–5	0,40	$\bar{\gamma}0,69$	$\bar{\gamma}0,37$	$\bar{\gamma}0,29$	0,61	$\bar{\gamma}1,07$	$\bar{\gamma}0,53$	$\bar{\gamma}0,43$
20	0,53	$\bar{\gamma}0,69$	$\bar{\gamma}0,48$	$\bar{\gamma}0,43$	0,80	$\bar{\gamma}1,07$	$\bar{\gamma}0,69$	$\bar{\gamma}0,64$
30–45	0,56	0,21	$\bar{\gamma}0,43$	$\bar{\gamma}0,37$	0,69	0,27	$\bar{\gamma}0,53$	$\bar{\gamma}0,48$
90	0,56	0,56	$\bar{\gamma}0,37$	$\bar{\gamma}0,37$	0,69	0,69	$\bar{\gamma}0,48$	$\bar{\gamma}0,48$

## Caso de carga B

Ángulo del techo $\bar{\gamma}$ (grados)	Superficie de construcción											
	1	2	3	4	5	6	1E	2E	3E	4E	5E	6E
0–90	$\bar{\gamma}0,45$	$\bar{\gamma}0,69$	$\bar{\gamma}0,37$	$\bar{\gamma}0,45$	0,40	$\bar{\gamma}0,29$	$\bar{\gamma}0,48$	$\bar{\gamma}1,07$	$\bar{\gamma}0,53$	$\bar{\gamma}0,48$	0,61	$\bar{\gamma}0,43$

## notas

- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- Para valores de  $\bar{\gamma}$  distintos a los mostrados, se permite la interpolación lineal.
- El edificio debe estar diseñado para todas las direcciones del viento utilizando los ocho patrones de carga que se muestran. Los patrones de carga se aplican a cada esquina del edificio a su vez como la esquina de barlovento.
- Las combinaciones de presiones externas e internas (consulte la Tabla 26.13-1) deben evaluarse según se requiera para obtener las presiones más severas. cargamentos
- Para los casos de carga torsional que se muestran a continuación, las presiones en las zonas designadas con una "T" (1T, 2T, 3T, 4T, 5T, 6T) serán del 25 % de las presiones de viento de diseño total (zonas 1, 2, 3, 4, 5, 6).

**EXCEPCIÓN:** Edificios de un piso con  $h$  menor o igual a 30 pies (9.1 m), edificios de dos pisos o menos enmarcados con la construcción de estructura ligera y los edificios de dos pisos o menos diseñados con diafragmas flexibles no necesitan estar diseñados para la casos de carga torsional.

La carga de torsión se aplicará a los ocho patrones básicos de carga utilizando las cifras siguientes aplicadas en cada esquina de barlovento.

- A los efectos del diseño de la MWFRS de un edificio, el cortante horizontal total no debe ser menor que el determinado despreciando las fuerzas del viento en el techo.

**EXCEPCIÓN:** Esta disposición no se aplica a los edificios que utilizan marcos de momento para el MWFRS.

- Para techos planos, use  $\bar{\gamma}=0^\circ$  y ubique el límite de la zona 2=3 y la zona 2E/3E en la mitad del ancho del edificio.
- El coeficiente de presión del techo (GCpf), cuando sea negativo en la Zona 2 y 2E, se aplicará en la Zona 2/2E para una distancia desde el borde del techo igual a 0,5 veces la dimensión horizontal del edificio paralelo a la dirección del MWFRS que se está diseñando o 2,5 veces la altura del alero en el muro de barlovento, lo que sea menor; el resto de la Zona 2/2E que se extiende hasta la línea de la cresta utilizará el coeficiente de presión (GCpf) para la Zona 3/3E.

## Casos de carga torsional

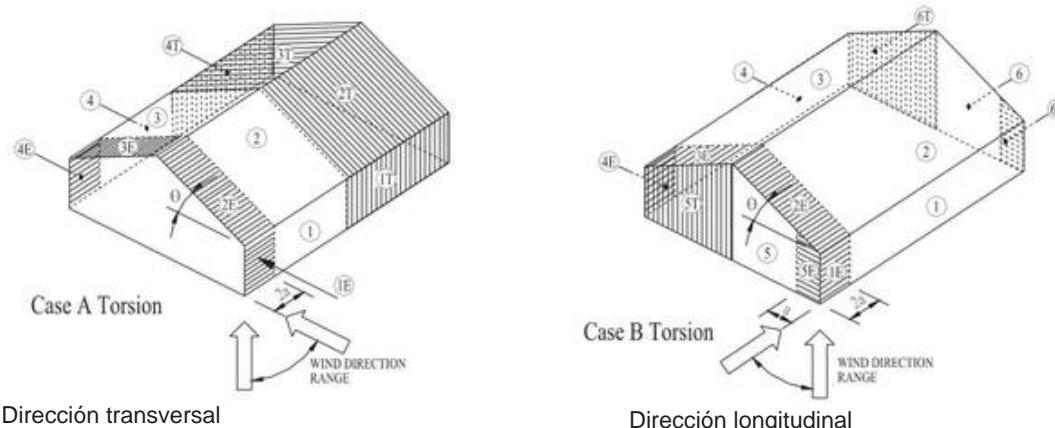


FIGURA 28.3-1 (Continuación). Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 1 [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa, (GCpf ), para Edificios cerrados y parcialmente cerrados: paredes y techos de poca altura

## Diagrama

## Notación

B = Ancho del edificio perpendicular a la cumbre, en pies (m)

AS = Área sólida efectiva de la pared del extremo, es decir, el área proyectada de cualquier parte de la pared del extremo que estaría expuesta al viento AE =

Área total de la pared del extremo para un edificio cerrado equivalente

n = Número de fotogramas, pero no debe tomarse como inferior a n=3

FIGURA 28.3-2 Cargas de viento horizontales en edificios abiertos o parcialmente cerrados con pórticos transversales y techos inclinados: definiciones de terminología geométrica

donde

$q_h$  = presión de velocidad evaluada a la altura media del techo  $h$  como se define en la Sección 26.3; ( $GC_{pf}$ ) = coeficiente de presión externa de la Fig. 28.3-1; y ( $GC_{pi}$ ) = coeficiente de presión interna de la Tabla 26.13-1.

28.3.1.1 Coeficientes de Presión Externa ( $GC_{pf}$ ). No se permite separar el factor de efecto de ráfaga combinado y los coeficientes de presión externa para edificios de poca altura ( $GC_{pf}$ ).

28.3.2 Parapetos. La presión del viento de diseño para el efecto de parapetos en MWFRS de edificios de poca altura con techos planos, a dos aguas o a cuatro aguas se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$pp = qp\delta GC_{pn} \delta lb = ft2p \quad (28.3-2)$$

$$pp = qp\delta GC_{pn} \delta N = m2p \quad (28.3-2.si)$$

donde

$pp$  = presión neta combinada sobre el parapeto causada por la combinación de las presiones netas de las superficies delantera y trasera del parapeto. Los signos más (y menos) significan que la presión neta actúa hacia (y alejándose) del lado frontal (exterior) del parapeto.

$qp$  = presión de velocidad evaluada en la parte superior del parapeto; y ( $GC_{pn}$ ) = coeficiente de presión neta combinado: =  $\pm 1,5$  para parapeto de barlovento; o =  $\mp 1,0$  para parapeto de sotavento.

28.3.3 Voladizos de techo. La presión externa positiva en la superficie inferior de los voladizos del techo a barlovento se determinará usando  $GC_p = 0,7$  en combinación con las presiones en la superficie superior determinadas usando la Fig. 28.3-1.

28.3.4 Cargas mínimas de viento de diseño. La carga de viento que se utilizará en el diseño del MWFRS para un edificio cerrado o parcialmente cerrado no deberá ser inferior a 16 lb=ft<sup>2</sup> (0,77 kN=m<sup>2</sup>) multiplicado por el área de la pared del edificio, y 8 lb=ft<sup>2</sup>

(0,38 kN=m<sup>2</sup>) multiplicado por el área del techo del edificio proyectado sobre un plano vertical normal a la dirección supuesta del viento.

28.3.5 Cargas de viento horizontales en edificios abiertos o parcialmente cerrados con pórticos transversales y techos inclinados. Se debe determinar una presión horizontal en la dirección longitudinal (paralela a la cumbre) que actúa en combinación con la carga sobre el techo calculada en la Sección 27.4.3 para un edificio abierto o parcialmente cerrado con pórticos transversales y techo inclinado ( $\gamma < 45^\circ$ ). por la siguiente ecuación:

$$p=qh\delta\delta GC_{pf}\delta barlovento \mp \delta GC_{pf}\delta sotavento KBKS \quad (28.3-3)$$

donde

$q_h$  = presión de velocidad evaluada a la altura media del techo  $h$  utilizando la exposición definida en la Sección 26.7.3.

( $GC_{pf}$ ) = coeficiente de presión externa dado en la Fig. 28.3-1 para el caso de carga B donde las superficies de construcción 5 y 5E se deben usar para calcular la presión promedio de la pared del extremo de barlovento y las superficies de construcción 6 y 6E se deben usar para calcular el extremo de sotavento promedio presión de la pared.

$KB$  = factor de anchura del marco=1,8 $\mp$ 0,01B,  $B < 100$  pies ( $B < 30,5$  m) o 0,8,  $B \geq 100$  pies ( $B \geq 30,5$  m).

$KS$  = factor de blindaje = 0,60  $\pm$  0,073δ  $\mp$  3δ $\pm$ 1,25  $\mp$  1,8δ.  $\delta$  = relación de solidez = AS=AE.

$B$  = ancho del edificio perpendicular a la cumbre, en pies (m).

$n$  = número de fotogramas, pero no debe tomarse como inferior a  $n = 3$ .

AS = área sólida efectiva de la pared final, es decir, el área proyectada de cualquier parte de la pared final que estaría expuesta al viento (Fig. 28.3-2).

AE = área total de la pared final para un edificio cerrado equivalente (Fig. 28.3-2).

La fuerza longitudinal total  $F$  que resistirá el MWFRS se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$F = pAE \quad (28.3-4)$$

ecuación (28.3-3) es aplicable a edificios con paredes de extremo abiertas y con paredes de extremo cerradas total o parcialmente con revestimiento. Para todos los casos,  $A_E$  será el área equivalente a la pared de fondo totalmente cerrada. La fuerza longitudinal,  $F$ , dada por la ecuación. (28.3-4), representa la fuerza total para la que se diseñará el arriostramiento longitudinal MWFRS. La distribución a cada pared lateral se basará en la fuerza  $F$  aplicada en el centroide del área de la pared final  $A_E$ .

No es necesario considerar por separado la carga de la fascia si las áreas de la fascia se incluyen en el cálculo de AS .

## PARTE 2: DIAFRAGMA SIMPLE CERRADO EDIFICIOS DE BAJA ALTURA

Nota para el usuario: la Parte 2 del Capítulo 28 es un método simplificado para determinar la presión del viento en el MWFRS de edificios cerrados de poca altura con diafragma simple que tienen un techo plano, a dos aguas o a cuatro aguas. Las presiones del viento se obtienen directamente de una tabla y se aplican sobre superficies proyectadas horizontales y verticales del edificio. Este método es una simplificación del Procedimiento de Envoltorio contenido en la Parte 1 del Capítulo 28.

### 28.4 REQUISITOS GENERALES

Los pasos necesarios para la determinación de las cargas de viento MWFRS en edificios cerrados de diafragma simple se muestran en la Tabla 28.4-1.

**28.4.1 Parámetros de carga de viento especificados en el Capítulo 26.** Los siguientes parámetros de carga de viento se especifican en el Capítulo 26:

- Velocidad básica del viento,  $V$  (Sección 26.5); • Categoría de exposición (Sección 26.7); • Factor topográfico,  $K_{zt}$  (Sección 26.8) • Clasificación del recinto (Sección 26.12).

### 28.5 CARGAS DE VIENTO: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO

**28.5.1 Alcance.** Un edificio, cuyas cargas de viento de diseño se determinen de acuerdo con esta sección, deberá cumplir con todas las condiciones de la Sección 28.5.2. Si un edificio no cumple con todas las condiciones de la Sección 28.5.2, sus cargas de viento MWFRS se determinarán mediante la Parte 1 de este capítulo, mediante el Procedimiento direccional del Capítulo 27 o mediante el Procedimiento de túnel de viento del Capítulo 31.

**28.5.2 Condiciones.** Para el diseño de MWFRS, el edificio deberá cumplir con todas las siguientes condiciones:

1. El edificio es un edificio de diafragma simple como se define en la Sección 26.2.
2. El edificio es un edificio de poca altura como se define en la Sección 26.2.
3. El edificio está encerrado como se define en la Sección 26.2 y cumple con las disposiciones sobre escombros arrastrados por el viento de la Sección 26.12.3.
4. El edificio es un edificio de forma regular como se define en la Sección 26.2.
5. El edificio no está clasificado como un edificio flexible según se define en la Sección 26.2.

Tabla 28.4-1 Pasos para determinar las cargas de viento en edificios MWFRS de diafragma simple y de poca altura

- Paso 1: Determinar la categoría de riesgo del edificio; consulte la Tabla 1.5-1.
- Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento,  $V$ , para la categoría de riesgo aplicable; véase las figuras. 26.5-1 y 26.5-2.
- Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:
  - Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7. • Factor topográfico,  $K_{zt}$ ; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1.
- Paso 4: Introduzca la cifra para determinar las presiones del viento para  $h=30$  pies ( $h=9,1$  m),  $p_{S30}$ ; véase la figura 28.5-1.
- Paso 5: Ingrese la figura para determinar el ajuste para la altura y exposición del edificio,  $\bar{y}$ ; véase la figura 28.5-1.
- Paso 6: Determinar las presiones de viento ajustadas,  $ps$ ; véase la ecuación. (28.5-1).

6. El edificio no tiene características de respuesta que lo hagan sujeto a cargas de viento transversal, desprendimiento de vórtices, inestabilidad causada por galope o aleteo; y no tiene una ubicación de sitio para la cual los efectos de canalización o sacudidas a raíz de obstrucciones contra el viento justifiquen una consideración especial.
7. El edificio tiene una sección transversal aproximadamente simétrica en cada dirección con un techo plano o un techo a dos aguas o a dos aguas con  $\bar{y} \leq 45^\circ$ .
8. El edificio está exento de casos de carga torsional como se indica en la Nota 5 de la Fig. 28.3-1, o los casos de carga torsional definidos en la Nota 5 no controlan el diseño de ninguno de los MWFRS del edificio.

**28.5.3 Cargas de viento de diseño.** Las presiones de viento de diseño simplificado,  $ps$ , para el MWFRS de edificios de diafragma simple de baja altura representan las presiones netas (suma de las internas y externas) que se aplicarán a las proyecciones horizontales y verticales de las superficies de los edificios, como se muestra en la Fig. 28.5-1. Para las presiones horizontales (Zonas A, B, C, D),  $ps$  es la combinación de las presiones netas de barlovento y sotavento.  $ps$  se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$ps = \bar{y} K_{zt} p_{S30} \quad (28.5-1)$$

donde

$\bar{y}$  = factor de ajuste para la altura del edificio y la exposición de la Fig. 28.5-1.

$K_{zt}$  = factor topográfico como se define en la Sección 26.8 evaluado a 0,33 veces la altura media del techo,  $0,33h$ .  $p_{S30}$  = presión de viento de diseño simplificado para Exposición B, a  $h = 30$  pies ( $h=9,1$  m) de la figura 28.5-1.

**28.5.4 Cargas mínimas de viento de diseño.** Los efectos de la carga de las presiones de viento de diseño de la Sección 28.5.3 no deben ser menores que una carga mínima definida asumiendo las presiones,  $ps$ , para las Zonas A y C iguales a  $0,16 \text{ lb}=ft^2$  ( $0,77 \text{ N}=m^2$ ), Zonas B y D igual a  $0,08 \text{ lb}=ft^2$  ( $0,38 \text{ N}=m^2$ ), mientras que se supone que  $ps$  para las Zonas E, F, G y H son iguales a  $0 \text{ lb}=ft^2$  ( $0 \text{ N}=m^2$ ).

### 28.6 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

En este capítulo no se hace referencia a estándares de consenso ni a otros documentos que se consideren parte de este estándar.

## diagramas

### Notación

un 10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima o 3 pies (0,9 metros).

**EXCEPCIÓN:** Para edificios con  $\beta = 0$  a  $7^\circ$  y una dimensión horizontal superior a 300 pies (90 m), la dimensión a debe ser limitado a un máximo de 0,8 h.

h Altura media del techo, en pies (m), excepto que la altura del alero se debe usar para ángulos de techo <  $10^\circ$ .

$\beta$  Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

### notas

1. Las presiones que se muestran se aplican a las proyecciones horizontal y vertical, para Exposición B, a  $h=30$  pies ( $h=9,1$  m). Ajustar a otros exposiciones y alturas con factor de ajuste  $\beta$ .
2. Los patrones de carga que se muestran se aplicarán a cada esquina del edificio como esquina de referencia (consulte la Fig. 28.3-1).
3. Para el Caso B, utilice  $\beta=0^\circ$ .
4. Los casos de carga 1 y 2 deben comprobarse para  $25^\circ < \beta \leq 45^\circ$ . El caso de carga 2 a  $25^\circ$  se proporciona solo para la interpolación entre  $25^\circ$  y  $30^\circ$ .
5. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies proyectadas, respectivamente.
6. Para pendientes de techo distintas a las que se muestran, se permite la interpolación lineal.
7. La carga horizontal total no debe ser menor que la determinada suponiendo  $ps = 0$  en las Zonas B y D.
8. Cuando la Zona E o G caiga sobre un voladizo del techo en el lado de barlovento del edificio, use EOH y GOH para la presión sobre el proyección horizontal del voladizo. Los voladizos en los bordes laterales y de sotavento tendrán aplicada la presión de zona básica.
9. Conversiones de unidades para tablas:

### Factor de ajuste para altura y exposición del edificio, $\beta$

Altura media del techo (pies)	Exposición			
	BCD	BCE	BCD	BCE
15	1,00	1,21	1,00	1,47
20	1,00	1,29	1,00	1,55
25	1,00	1,35	1,00	1,61
30	1,00	1,40	1,00	1,66
35	1,05	1,45	1,05	1,70
40	1,09	1,49	1,09	1,74
45	1,12	1,53	1,12	1,78
50	1,16	1,56	1,16	1,81
55	1,19	1,59	1,19	1,84
60	1,22	1,62	1,22	1,87

Nota: Conversiones de unidades para tablas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 lb=ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN=m<sup>2</sup>; 1 mph = 1,6 km = hora

FIGURA 28.5-1 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 2 [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: presiones de viento de diseño para Edificios cerrados: paredes y techos

continúa

Presión de viento de diseño simplificado, Ps30 (psf) para exposición B a h = 30 pies (h = 9,1 m)												
Básico Viento Velocidad (mph)	Techo Ángulo (grados)	Carga Caso	Zonas									
			Presiones horizontales				Presiones verticales				Voladizos	
			A	B	C	D	m	F	H	EOH	GOH	
85	0 a 5°	1	11.5	-5,9	7.6	-3.5	-13,8	-7.8	-9.6	-6,1	-19,3	-15,1
	10°	1	12.9	-5,4	8.6	-3.1	-13,8	-8,4	-9.6	-6,5	-19,3	-15,1
	15°	1	14.4	-4,8	9.6	-2.7	-13,8	-9,0	-9.6	-6,9	-19,3	-15,1
	20°	1	15.9	-4,2	10.6	-2.3	-13,8	-9,6	-9.6	-7,3	-19,3	-15,1
	25°	1	14.4	2.3	10.4	2.4	-6,4	-8,7	-4,6	-7,0	-11,9	-10,1
	2 — —	— — 2.4						-4,7	-0,7	-3,0 — —		
	30 a 45	1	12.9	8.8	10.2	7.0	1.0	-7,8	0.3	-6,7	-4,5	-5,2
	2	12.9	8.8	10.2	7.0	5.0	-3,9	4.3	-2.8	-4,5	-5,2	
90	0 a 5°	1	12.8	-6,7	8.5	-4,0	-15,4	-8,8	-10,7	-6,8	-21,6	-16,9
	10°	1	14.5	-6,0	9.6	-3,5	-15,4	-9,4	-10,7	-7,2	-21,6	-16,9
	15°	1	16.1	-5,4	10.7	-3,0	-15,4 -10,1		-10,7	-7,7	-21,6	-16,9
	20°	1	17.8	-4,7	11.9	-2,6	-15,4 -10,7		-10,7	-8,1	-21,6	-16,9
	25°	1	16.1	2.6	11.7	2.7	-7,2	-9,8	-5,2	-7,8	-13,3 -11,4	
	2 — —	— — 2.7						-5,3	-0,7	-3,4 — —		
	30 a 45	1	14.4	9.9	11.5	7.9	1.1	-8,8	0.4	-7,5	-5,1	-5,8
	2	14.4	9.9	11.5	7.9	5.6	-4,3	4.8	-3.1	-5,1	-5,8	
95	0 a 5°	1	14.3	-7,4	9.5	-4,4	-17,2	-9,8	-12,0	-7,6	-24,1	-18,8
	10°	1	16.1	-6,7	10.7	-3,9	-17,2 -10,5		-12,0	-8,1	-24,1	-18,8
	15°	1	18.0	-6,0	12.0	-3,4	-17,2 -11,2		-12,0	-8,6	-24,1	-18,8
	20°	1	19.8	-5,2	13.2	-2,9	-17,2 -12,0		-12,0	-9,1	-24,1	-18,8
	25°	1	18.0	2.9	13.0	3.0	-8,0	-10,9	-5,8	-8,7	-14,9 -12,7	
	2 — —	— — 3,0						-5,9	-0,8	-3,8 — —		
	30 a 45	1	16.1	11.0	12.8	8.8	1.2	-9,8	0.4	-8,4	-5,6	-6,5
	2	16.1	11.0	12.8	8.8	6.2	-4,8	5.4	-3,4	-5,6	-6,5	
100	0 a 5°	1	15.9	-8,2	10.5	-4,9	-19,1	-10,8	-13,3	-8,4	-26,7	-20,9
	10°	1	17.9	-7,4	11.9	-4,3	-19,1	-11,6	-13,3	-8,9	-26,7	-20,9
	15°	1	19.9	-6,6	13.3	-3,8	-19,1	-12,4	-13,3	-9,5	-26,7	-20,9
	20°	1	22.0	-5,8	14.6	-3,2	-19,1	-13,3	-13,3	-10,1	-26,7	-20,9
	25°	1	19.9	3.2	14.4	3.3	-8,8	-12,0	-6,4	-9,7	-16,5	-14,0
	2 — —	— — 3,4						-6,6	-0,9	-4,2 — —		
	30 a 45	1	17.8	12.2	14.2	9.8	1.4	-10,8	0.5	-9,3	-6,3	-7,2
	2	17.8	12.2	14.2	9.8	6.9	-5,3	5.9	-3,8	-6,3	-7,2	

FIGURA 28.5-1 (Continuación). Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 2 [h = 60 pies (h = 18,3 m)]: presiones de viento de diseño para Edificios cerrados: paredes y techos

continúa

Presión de viento de diseño simplificado, Ps30 (psf) para exposición B a h = 30 pies (h = 9,1 m)										
Básico Viento Velocidad (mph)	Techo Ángulo (grados)	Carga Caso	Zonas							
			Presiones horizontales				Presiones verticales			
			A	B	C	D	mi	F	G	H
105	0 a 5°	1	17.5	-9.1	11.6	-5.4	-21,0 -11,9	-14,6	-9.2	-29,4 -23,0
		1	19.7	-8.2	13.1	-4.8	-21,0 -12,8	-14,6	-9.9	-29,4 -23,0
		1	22.0	-7.3	14.6	-4.1	-21,0 -13,7	-14,6 -10,5 -29,4 -23,0		
		1	24.2	-6.4	16.1	-3.5	-21,0 -14,6	-14,6	-11.1	-29,4 -23,0
		1	21,9	3.5	15.9	3.6	-9.7	-13,3	-7.1	-10,7 -13,2 -15,5
		2	— — -3.7					-7.2	-1.0	-4.6 — —
	30 a 45	1	19.7	13.4	15.6	10.8	1.5	-11,9	0.5	-10,3
		2	19.7	13.4	15.6	10.8	7.6	-5,9	6.6	-4.2
110	0 a 5°	1	19.2	-10.0	12.7	-5.9	-23,1	-13,1	-16,0	-10,1
		1	21.6	-9.0	14.4	-5.2	-23,1	-14,1	-16,0 -10,8 -32,3 -25,3	
		1	24.1	-8.0	16.0	-4.6	-23,1	-15,1	-16,0 -11,5 -32,3 -25,3	
		1	26.6	-7.0	17.7	-3.9	-23,1	-16,0	-16,0 -12,2 -32,3 -25,3	
		1	24.1	3.9	17.4	4.0	-10,7 -14,6		-7.7	-11,7 -19,9 -17,0
		2	— — -4.1					-7.9	-1.1	-5.1 — —
	30 a 45	1	21.6	14.8	17.2	11.8	1.7	-13,1	0.6	-11,3
		2	21.6	14.8	17.2	11.8	8.3	-6,5	7.2	-4.6
115	0 a 5°	1	21.0	-10,9	13.9	-6.5	-25,2 -14,3		-17,5	-11.1
		1	23.7	-9.8	15.7	-5.7	-25,2 -15,4		-17,5 -11,8 -35,3 -27,6	
		1	26.3	-8.7	17.5	-5.0	-25,2 -16,5		-17,5 -12,6 -35,3 -27,6	
		1	29,0	-7.7	19.4	-4.2	-25,2 -17,5		-17,5 -13,3 -35,3 -27,6	
		1	26.3	4.2	19.1	4.3	-11,7 -15,9		-8.5	-12,8 -21,8 -18,5
		2	— — -4.4					-8.7	-1.2	-5.5 — —
	30 a 45	1	23.6	16.1	18.8	12.9	1.8	-14,3	0.6	-12,3
		2	23.6	16.1	18.8	12.9	9.1	-7.1	7.9	-5.0
120	0 a 5°	1	22.8	-11,9	15.1	-7.0	-27,4 -15,6		-19,1	-12,1
		1	25.8	-10,7	17.1	-6.2	-27,4 -16,8		-19,1	-12,9 -38,4
		1	28.7	-9.5	19.1	-5.4	-27,4 -17,9		-19,1	-13,7 -38,4
		1	31.6	-8,3	21.1	-4.6	-27,4 -19,1		-19,1	-14,5 -38,4
		1	28.6	4.6	20.7	4.7	-12,7 -17,3		-9.2	-13,9 -23,7 -20,2
		2	— — -4.8					-9.4	-1.3	-6.0 — —
	30 a 45	1	25.7	17.6	20.4	14.0	2.0	-15,6	0.7	-13,4
		2	25.7	17.6	20.4	14.0	9.9	-7.7	8.6	-5.5
125	0 a 5°	1	24.8	-12,9	16.4	-7.6	-29,8 -16,9		-20,7	-13,1
		1	27.9	-11,6	18.6	-6.7	-29,8 -18,2		-20,7 -14,0 -41,7 -32,6	
		1	31.1	-10,3	20.7	-5.9	-29,8 -19,5		-20,7 -14,8 -41,7 -32,6	
		1	34.3	-9.1	22.9	-5.0	-29,8 -20,7		-20,7 -15,7 -41,7 -32,6	
		1	31.1	5.0	22.5	5.1	-13,8 -18,8		-10,0	-15,1
		2	— — -5.2					-10,2	-1.4	-6.6 — —
	30 a 45	1	27.9	19.1	22.2	15.2	2.1	-16,9	0.7	-14,5
		2	27.9	19.1	22.2	15.2	10.7	-8,3	9.3	-6.0
										-9.8
										-11,2

FIGURA 28.5-1 (Continuación). Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 2 [h = 60 pies (h = 18,3 m)]: presiones de viento de diseño para Edificios cerrados: paredes y techos

continúa

Presión de viento de diseño simplificado, Ps30 (psf) para exposición B a h = 30 pies (h = 9,1 m)												
Básico Viento Velocidad (mph)	Techo Ángulo (grados)	Carga Caso	Zonas									
			Presiones horizontales				Presiones verticales				Voladizos	
			A	B	C	D	mi	F	—	H	EOH	GOH
130	0 a 5°	1	26,8	-13,9	17,8	-8,2	-32,2 -18,3		-22,4 -14,2 -45,1			-35,3
	10°	1	30,2	-12,5	20,1	-7,3	-32,2 -19,7		-22,4	-15,1	-45,1	-35,3
	15°	1	33,7	-11,2	22,4	-6,4	-32,2 -21,0		-22,4	-16,1	-45,1	-35,3
	20°	1	37,1	-9,8	24,7	-5,4	-32,2 -22,4		-22,4 -17,0 -45,1			-35,3
	25°	1	33,6	5,4	24,3	5,5	-14,9 -20,4		-10,8 -16,4 -27,8 -23,7			
		2	— — 5,7					-11,1	-1,5	-7,1 — —		
	30 a 45	1	30,1	20,6	24,0	16,5	2,3	-18,3	0,8	-15,7 -10,6	-12,1	
		2	30,1	20,6	24,0	16,5	11,6	-9,0	10,0	-6,4	-10,6	-12,1
140	0 a 5°	1	31,1	-16,1	20,6	-9,6	-37,3 -21,2		-26,0 -16,4 -52,3 -40,9			
	10°	1	35,1	-14,5	23,3	-8,5	-37,3 -22,8		-26,0 -17,5 -52,3 -40,9			
	15°	1	39,0	-12,9	26,0	-7,4	-37,3 -24,4		-26,0 -18,6 -52,3 -40,9			
	20°	1	43,0	-11,4	28,7	-6,3	-37,3 -26,0		-26,0 -19,7 -52,3 -40,9			
	25°	1	39,0	6,3	28,2	6,4	-17,3 -23,6		-12,5 -19,0 -32,3 -27,5			
		2	— — 6,6					-12,8	-1,8	-8,2 — —		
	30 a 45	1	35,0	23,9	27,8	19,1	2,7	-21,2	0,9	-18,2 -12,3 -14,0		
		2	35,0	23,9	27,8	19,1	13,4	-10,5	11,7	-7,5	-12,3 -14,0	
150	0 a 5°	1	35,7	-18,5	23,7	-11,0 -42,9 -24,4			-29,8 -18,9 -60,0 -47,0			
	10°	1	40,2	-16,7	26,8	-9,7	-42,9 -26,2		-29,8	-20,1	-60,0 -47,0	
	15°	1	44,8	-14,9	29,8	-8,5	-42,9 -28,0		-29,8 -21,4 -60,0 -47,0			
	20°	1	49,4	-13,0	32,9	-7,2	-42,9 -29,8		-29,8 -22,6 -60,0 -47,0			
	25°	1	44,8	7,2	32,4	7,4	-19,9 -27,1		-14,4 -21,8 -37,0 -31,6			
		2	— — 7,5					-14,7	-2,1	-9,4 — —		
	30 a 45	1	40,1	27,4	31,9	22,0	3,1	-24,4	1,0	-20,9 -14,1	-16,1	
		2	40,1	27,4	31,9	22,0	15,4	-12,0	13,4	-8,6	-14,1	-16,1
160	0 a 5°	1	40,6	-21,1	26,9	-12,5 -48,8 -27,7			-34,0 -21,5 -68,3 -53,5			
	10°	1	45,8	-19,0	30,4	-11,1	-48,8 -29,8		-34,0 -22,9 -68,3 -53,5			
	15°	1	51,0	-16,9	34,0	-9,6	-48,8 -31,9		-34,0 -24,3 -68,3 -53,5			
	20°	1	56,2	-14,8	37,5	-8,2	-48,8 -34,0		-34,0 -25,8 -68,3 -53,5			
	25°	1	50,9	8,2	36,9	8,4	-22,6 -30,8		-16,4 -24,8 -42,1		-35,9	
		2*	— — 8,6					-16,8	-2,3	-10,7 — —		
	30 a 45	1	45,7	31,2	36,3	25,0	3,5	-27,7	1,2	-23,8 -16,0 -18,3		
		2*	45,7	31,2	36,3	25,0	17,6	-13,7	15,2	-9,8	-16,0 -18,3	
170	0 a 5°	1	45,8	-23,8	30,4	-14,1	-55,1	-31,3	-38,3 -24,2 -77,1		-60,4	
	10°	1	51,7	-21,4	34,4	-12,5	-55,1	-33,6	-38,3 -25,8 -77,1		-60,4	
	15°	1	57,6	-19,1	38,3	-10,9	-55,1	-36,0	-38,3 -27,5 -77,1		-60,4	
	20°	1	63,4	-16,7	42,3	-9,3	-55,1	-38,3	-38,3	-29,1	-77,1	-60,4
	25°	1	57,5	9,3	41,6	9,5	-25,6 -34,8		-18,5 -28,0 -47,6 -40,5			
		2*	— — 9,7					-18,9	-2,6	-12,1 — —		
	30 a 45	1	51,5	35,2	41,0	28,2	4,0	-31,3	1,3	-26,9 -18,1	-20,7	
		2*	51,5	35,2	41,0	28,2	19,8	-15,4	17,2	-11,0 -18,1	-20,7	

FIGURA 28.5-1 (Continuación). Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 2 [h ≥ 60 pies (h ≥ 18,3 m)]: presiones de viento de diseño para Edificios cerrados: paredes y techos

continúa

Presión de viento de diseño simplificado, Ps30 (psf) para exposición B a h = 30 pies (h = 9,1 m)												
Básico Viento Velocidad (mph)	Techo Ángulo (grados)	Carga Caso	Zonas									
			Presiones horizontales				Presiones verticales				Voladizos	
			A	B	C	D	mi	F	GAMO	H	EOH	GOH
180	0 a 5°	1	51.4	-26,7	34.1	-15,8	-61,7	-35,1	-43,0 -27,2		-86,4	-67,7
	10°	1	58.0	-24,0	38.5	-14,0	-61,7	-37,7 -43,0 -29,0			-86,4	-67,7
	15°	1	64.5	-21,4	43.0	-12,2	-61,7	-40,3 -43,0 -30,8			-86,4	-67,7
	20°	1	71.1	-18,8	47.4	-10,4	-61,7	-43,0 -43,0 -32,6			-86,4	-67,7
	25°	1	64.5	10,4	46.7	10,6	-28,6	-39,0 -20,7 -31,4			-53,3	-45,4
	2*	—	—10,9					-21,2	-3,0	-13,6 —		
	30 a 45	1	57.8	39,5	45,9	31,6	4,4	-35,1	1,5	-30,1	-20,3	-23,2
		2*	57.8	39,5	45,9	31,6	22,2	-17,3	19,3	-12,3	-20,3	-23,2
190	0 a 5°	1	57,2	-29,7	38,0	-17,6 -68,8		-39,1	-47,9 -30,3		-96,3 -75,4	
	10°	1	64,6	-26,8	42,9	-15,6 -68,8		-42,0 -47,9 -32,3			-96,3 -75,4	
	15°	1	71,9	-23,8	47,9	-13,6 -68,8		-44,9 -47,9 -34,3			-96,3 -75,4	
	20°	1	79,2	-20,9	52,8	-11,6 -68,8		-47,9 -47,9 -36,3			-96,3 -75,4	
	25°	1	71,8	11,6	52,0	11,8	-31,9	-43,5	-23,1	-34,9	-59,4 -50,6	
	2*	—	—12,1					-23,7	-3,3	-15,1 —		
	30 a 45	1	64,4	44,0	51,2	35,2	5,0	-39,1	1,7	-33,6 -22,6 -25,9		
		2*	64,4	44,0	51,2	35,2	24,8	-19,3	21,5	-13,8 -22,6 -25,9		
200	0 a 5°	1	63,4	-32,9	42,1	-19,5 -76,2		-43,3	-53,1	-33,5 -106,7 -83,5		
	10°	1	71,5	-29,7	47,6	-17,3 -76,2		-46,5	-53,1	-35,8 -106,7 -83,5		
	15°	1	79,7	-26,4	53,1	-15,0 -76,2		-49,8	-53,1	-38,0 -106,7 -83,5		
	20°	1	87,8	-23,2	58,5	-12,8 -76,2		-53,1	-53,1	-40,2 -106,7 -83,5		
	25°	1	79,6	12,8	57,6	13,1	-35,4	-48,2	-25,6 -38,7 -65,9			-56,1
	2*	—	—13,4					-26,2	-3,7	-16,8 —		
	30 a 45	1	71,3	48,8	56,7	39,0	5,5	-43,3	1,8	-37,2 -28,0 -28,7		
		2*	71,3	48,8	56,7	39,0	27,4	-21,3	23,8	-15,2 -25,0 -28,7		

\*Ver Nota 4.

FIGURA 28.5-1 (Continuación). Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Parte 2 [h ≥ 60 pies (h ≥ 18,3 m)]: presiones de viento de diseño para Edificios cerrados: paredes y techos

## CAPÍTULO 29

### CARGAS DE VIENTO SOBRE LOS ACCESORIOS DE LA CONSTRUCCIÓN Y OTRAS ESTRUCTURAS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL)

#### 29.1 ALCANCE

**29.1.1 Tipos de estructuras.** Este capítulo se aplica a la determinación de las cargas de viento en los accesorios de la edificación (tales como estructuras de techos y equipos de techos) y otras estructuras de todas las alturas (tales como paredes sólidas independientes y letreros sólidos independientes, chimeneas, tanques, letreros abiertos, paneles abiertos de un solo plano), pórticos y torres enrejadas) usando el Procedimiento Direccional.

Los pasos requeridos para la determinación de las cargas de viento en los accesorios de construcción y otras estructuras se muestran en la Tabla 29.1-1. Los pasos necesarios para determinar las cargas de viento en el sistema principal de resistencia a la fuerza del viento (MWFRS) en contenedores circulares, silos y tanques se encuentran en la Tabla 29.1-2.

Nota para el usuario: Utilice el Capítulo 29 para determinar las presiones del viento en el MWFRS de muros sólidos independientes, letreros sólidos independientes, chimeneas, tanques, letreros abiertos, marcos abiertos de un solo plano y torres de celosía. Las cargas de viento en las estructuras y equipos de techo pueden determinarse a partir de las disposiciones de este capítulo. Las presiones del viento se calculan usando ecuaciones específicas basadas en el Procedimiento Direccional.

Tabla 29.1-1 Pasos para determinar las cargas de viento en equipos de techo MWFRS y otras estructuras

- Paso 1: Determinar la categoría de riesgo del edificio u otra estructura; consulte la Tabla 1.5-1.
- Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento,  $V$ , para la categoría de riesgo aplicable; véanse las figuras. 26.5-1 y 26.5-2.
- Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:
  - Factor de direccionalidad del viento,  $K_d$ ; consulte la Sección 26.6 y la Tabla 26.6-1. • Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7. • Factor topográfico,  $K_{zt}$ ; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1. • factor de elevación del suelo,  $K_e$ ; consulte la Sección 26.9 y la Tabla 26.9-1 • Factor de efecto de ráfaga,  $G$ ; consulte la Sección 26.11, excepto para equipos de techo. • Factor combinado ( $G_{Cr}$ ) para equipos de techo; consulte la Sección 29.4.1.
- Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición a la presión de la velocidad,  $K_z$  o  $K_h$ ; ver Tabla 26.10-1.
- Paso 5: Determinar la presión de velocidad  $q_z$  o  $q_h$ ; véase la ecuación. (26.10-1).
- Paso 6: Determine el coeficiente de fuerza,  $C_f$ , excepto para equipos de techo: • Letreros sólidos independientes o paredes sólidas independientes, Fig. 29.3-1. • Chimeneas, tanques, Fig. 29.4-1. • Letreros abiertos, marcos abiertos de un solo plano, Fig. 29.4-2. • Torres enrejadas, Fig. 29.4-3. • Equipos de techo, utilizando factores combinados ( $G_{Cr}$ ) enumerados en la Sección 29.4.1. • Paneles solares en la azotea, Fig. 29.4-7 y Eq. (29.4-6), o Fig. 29.4-8.

- Paso 7: Calcular la fuerza del viento,  $F$ , o la presión,  $p$ : • Eq. (29.3-1) para letreros y paredes. • Ecs. (29.4-2) y (29.4-3) para estructuras y equipos de techo. • Ec. (29.4-1) para otras estructuras. • Ec. (29.4-5) o (29.4-7) para paneles solares de techo.

**29.1.2 Condiciones.** Un accesorio o estructura que tenga cargas de viento de diseño determinadas de acuerdo con esta sección deberá cumplir con todas las siguientes condiciones:

1. La estructura es una estructura de forma regular como se define en la Sección 26.2; y 2. La estructura no tiene características de respuesta que la hagan sujeta a cargas de viento transversal, desprendimiento de vórtices o inestabilidad causada por galope o aleteo; ni tiene una ubicación de sitio para la cual los efectos de canalización o sacudidas a raíz de obstrucciones contra el viento justifiquen una consideración especial.

**29.1.3 Limitaciones.** Las disposiciones de este capítulo toman en consideración el efecto de magnificación de carga causado por ráfagas en resonancia con las vibraciones a lo largo del viento de las estructuras flexibles.

Las estructuras que no cumplan con los requisitos de la Sección 29.1.2 o que tengan formas o características de respuesta inusuales deben diseñarse usando literatura reconocida que documente tales efectos de carga de viento o deben usar el Procedimiento de Túnel de Viento especificado en el Capítulo 31.

**29.1.4 Blindaje.** No habrá reducciones en la presión de velocidad causadas por el aparente blindaje proporcionado por edificios y otras estructuras o características del terreno.

Tabla 29.1-2 Pasos para determinar las cargas de viento en recipientes, silos y tanques circulares MWFRS

- Paso 1: Determinar la Categoría de Riesgo de la estructura; consulte la Tabla 1.5-1.
- Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento,  $V$ , para la categoría de riesgo aplicable; véanse las figuras. 26.5-1 y 26.5-2.
- Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:
  - Factor de direccionalidad del viento,  $K_d$ ; consulte la Sección 26.6 y la Tabla 26.6-1. • Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7. • Factor topográfico,  $K_{zt}$ ; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1. • factor de elevación del suelo,  $K_e$ ; consulte la Sección 26.9 y la Tabla 26.9-1 • Clasificación del recinto, consulte la Sección 26.12. • Coeficiente de presión interna, ( $G_{Cpi}$ ), ver Tabla 26.13-1. • factor de efecto de ráfaga,  $G$ ; consulte la Sección 26.11.
- Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición a la presión de la velocidad,  $K_z$  o  $K_h$ ; consulte la Tabla 26.10-1.
- Paso 5: Determinar la presión de velocidad  $q_h$ ; véase la ecuación. (26.10-1).
- Paso 6: Determine el coeficiente de fuerza para las paredes, vea las Secciones 29.4.2.1 y 29.4.2.4.
- Paso 7: Determine el coeficiente de presión externa ( $G_{Cp}$ ) para techos y partes inferiores si están elevados, consulte las Secciones 29.4.2.2 y 29.4.2.3.
- Paso 8: Calcular la fuerza del viento,  $F$ , o la presión,  $p$ : • Eq. (29.4-1) para paredes. • Ec. (29.4-4) para techos.

## 29.2 REQUISITOS GENERALES

29.2.1 Parámetros de carga de viento especificados en el Capítulo 26. Los siguientes parámetros de carga de viento se determinarán de acuerdo con el Capítulo 26:

- Velocidad básica del viento, V (Sección 26.5); • Factor de direccionalidad del viento, Kd (Sección 26.6); • Categoría de exposición (Sección 26.7); • Factor topográfico, Kzt (Sección 26.8); • Factor de elevación del suelo, Ke (Sección 26.9); y • Clasificación del recinto (Sección 26.12).

## 29.3 CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO: PAREDES SÓLIDAS INDEPENDIENTES Y SEÑALES SÓLIDAS

29.3.1 Muros Sólidos Independientes y Letreros Sólidos Independientes. La fuerza del viento de diseño para muros sólidos independientes y letreros sólidos independientes se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$F = qhGCf As \delta lb p \quad (29.3-1)$$

$$F = qhGCf \text{ como } \delta Np \quad (29.3-1.si)$$

donde

$qh$  = presión de velocidad evaluada a la altura  $h$  (definida en la Fig. 29.3-1) determinada de acuerdo con la Sección 26.10.

$G$  = factor de efecto de ráfaga de la Sección 26.11.

$Cf$  = coeficiente de fuerza neta de la figura 29.3-1.

$As$  = área bruta de la pared sólida independiente o del letrero sólido independiente, en pies<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).

29.3.2 Letreros Adjuntos Sólidos. La presión del viento de diseño sobre un letrero sólido adherido a la pared de un edificio, donde el plano del letrero es paralelo y está en contacto con el plano del muro, y el letrero no se extiende más allá de los bordes laterales o superiores del muro., se determinará utilizando procedimientos para presiones de viento en muros de acuerdo con el Capítulo 30 y fijando el coeficiente de presión interna (GCpi) igual a 0.

Este procedimiento también se aplicará a los letreros sólidos adheridos a la pared, pero que no estén en contacto directo con ella, siempre que el espacio entre el letrero y la pared no supere los 3 pies (0,9 m) y el borde del letrero sea de al menos 3 pies. (0,9 m) desde los bordes libres del muro, es decir, los bordes laterales y superiores y los bordes inferiores de los muros elevados.

## 29.4 CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO: OTRAS ESTRUCTURAS

La fuerza del viento de diseño para otras estructuras (chimeneas, tanques, letreros abiertos, pórticos abiertos de un solo plano y torres armadas), ya sea que estén montadas en el suelo o en el techo, se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$F = qzGCf Af \delta lb p \quad (29.4-1)$$

$$F = qzGCf Af \delta Np \quad (29.4-1.si)$$

donde

$qz$  = presión de velocidad evaluada a la altura  $z$ , como se define en la Sección 26.10, del centroide del área  $Af$ .

$G$  = factor de efecto de ráfaga de la Sección 26.11.

$Cf$  = coeficientes de fuerza de las Figs. 29.4-1 a 29.4-4.

$Af$  = área proyectada normal al viento excepto donde se especifica  $Cf$  para el área de superficie real, en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).

Guía para determinar  $G$ ,  $Cf$  y  $Af$  para estructuras que se encuentran en instalaciones petroquímicas y otras instalaciones industriales que de otro modo no son

abordado en ASCE 7 se puede encontrar en Wind Loads for Petrochemical and Other Industrial Facilities (2011), publicado por ASCE, Reston, VA.

29.4.1 Estructuras de Techos y Equipos para Edificios. La fuerza lateral,  $Fh$ , y la fuerza vertical,  $Fv$ , para estructuras y equipos de techo, salvo que se especifique lo contrario para paneles solares montados en techo (Secciones 29.4.3 y 29.4.4) y estructuras identificadas en la Sección 29.4, se determinarán como se especifica siguiente.

La fuerza lateral resultante,  $Fh$ , se determinará a partir de la ecuación. (29.4-2) y aplicado a una altura sobre la superficie del techo igual o mayor que el centroide del área proyectada,  $Af$ .

$$Fh = qh\delta GCr\delta lb p \quad (29.4-2)$$

$$Fh = qh\delta GCr\delta Np \quad (29.4-2.si)$$

donde

( $GCr$ ) = 1,9 para estructuras y equipos en azoteas con  $Af$  inferior a ( $0,1Bh$ ). Se permite que ( $GCr$ ) se reduzca linealmente de 1,9 a 1,0 a medida que el valor de  $Af$  aumenta de ( $0,1Bh$ ) a ( $Bh$ ).  $qh$  = presión de velocidad evaluada a la altura media del techo del edificio.

$Af$  = área vertical proyectada de la estructura o equipo del techo en un plano normal a la dirección del viento, en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).

La fuerza de levantamiento vertical,  $Fv$ , en las estructuras y equipos de la azotea se determinará a partir de la ecuación. (29.4-3):

$$Fv = qh\delta GCr\delta lb p \quad (29.4-3)$$

$$Fv = qh\delta GCr\delta Np \quad (29.4-3.si)$$

donde

( $GCr$ ) = 1,5 para estructuras y equipos en azoteas con  $Ar$  inferior a ( $0,1BL$ ). Se permite que ( $GCr$ ) se reduzca linealmente de 1,5 a 1,0 a medida que el valor de  $Ar$  aumenta de ( $0,1BL$ ) a ( $BL$ ).  $qh$  = presión de velocidad evaluada a la altura media del techo del edificio.

$Ar$  = área horizontal proyectada de la estructura o equipo del techo, en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).

29.4.2 Cargas de viento de diseño: depósitos circulares, silos y tanques con  $h \geq 120$  pies ( $h \geq 36,5$  m),  $D \geq 120$  pies ( $D \geq 36,5$  m) y  $0,25H \leq D \leq 4$ . Los recipientes, silos y tanques circulares agrupados de tamaño similar con una separación de centro a centro superior a dos diámetros deben tratarse como estructuras aisladas. Para espaciamientos menores a 1.25 diámetros, las estructuras deben tratarse como agrupadas y la presión del viento debe determinarse a partir de la Sección 29.4.2.4.

Para distancias intermedias, interpolación lineal del  $Cp$  (o  $Cf$ ) se utilizarán los valores.

29.4.2.1 Paredes externas de contenedores, silos y tanques circulares aislados. Para determinar el arrastre general en contenedores circulares, silos y tanques utilizando la ecuación. (29.4-1), se permite usar un coeficiente de arrastre ( $Cf$ ) de 0,63 basado en paredes proyectadas ( $DH$ ), donde  $H \leq D$  está en el rango de 0,25 a 4,0 y el cilindro (diámetro  $D$ ) está parado en el suelo o sostenido por columnas. La altura libre ( $C$ ) debe ser menor o igual que la altura del cilindro sólido ( $H$ ) como se muestra en la Fig. 29.4-4.

diagramas

## Notación

$B$  = Dimensión horizontal del letrero, en pies (m)  
 $e$  = Excentricidad de la fuerza, en pies (m)  
 $F$  = Fuerza de viento de diseño para otras estructuras, en lb (N)  
 $h$  = Altura del letrero, en pies (m)  
 $L_r$  = Dimensión horizontal de la esquina de retorno, en pies (m)  
 $R_{min} = t \ddot{y} \min(B \text{ y } s)$   
 $R_{max} = t \ddot{y} \max(B \text{ y } s)$   
 $s$  = Dimensión vertical del letrero, en pies (m)  
 $t$  = Espesor del letrero en pies (m)  
 $\ddot{y}$  = Relación entre el área sólida y el área bruta

## Coeficientes de fuerza, $C_f$ , para el caso A y el caso B

Autorización Relación, $\ddot{y}/h$	$\ddot{y} 0,05$	Relación de aspecto, $B/\dot{y}s$										
		0,1	0,2	0,5	1	2	4	5	10	20	30	$\ddot{y}45$
	1,80	1,70	1,65	1,55	1,45	1,40	1,35	1,35	1,30	1,30	1,30	1,30
1	1,85	1,75	1,70	1,60	1,55	1,50	1,45	1,45	1,40	1,40	1,40	1,40
0,9	1,90	1,85	1,75	1,70	1,65	1,60	1,60	1,55	1,55	1,55	1,55	1,55
0,7	1,95	1,85	1,80	1,75	1,75	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,75
0,5	1,95	1,90	1,85	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,85	1,85	1,85
0,3	1,95	1,90	1,85	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,85	1,90	1,90	1,95
0,2 $\ddot{y} 0,16$	1,95	1,90	1,85	1,85	1,80	1,80	1,85	1,85	1,85	1,90	1,90	1,95

FIGURA 29.3-1 Cargas de viento de diseño (todas las alturas): coeficientes de fuerza,  $C_f$ , para otras estructuras: muros sólidos independientes y sólidos Letreros Independientes

continúa

Coeficientes de fuerza,  $C_f$ , para el caso C

Región (distancia horizontal desde el borde de barlovento)	Relación de aspecto, $B/s$										
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	13	$\sqrt{45}$
0 a s	2.25	2.60	2.90	3.10*	3.30*	3.40*	3.55*	3.65*	3.75*	4.00*	4.30*
s a 2s	1.50	1.70	1.90	2.00	2.15	2.25	2.30	2.35	2.45	2.60	2.55
2s a 3s		1.15	1.30	1.45	1.55	1.65	1.70	1.75	1.85	2.00	1.95
3s a 10s			1.10	1.05	1.05	1.05	1.05	1.00	0.95		
3s a 4s										1.50	1.85
4s a 5s										1.35	1.85
5s a 10s										0.90	1.10
>10s										0.55	0.55

\* Los valores se multiplicarán por el siguiente factor de reducción cuando haya una esquina de retorno:

Lr/ S	Factor de reducción
0,3	0.90
1,0	0.75
$\sqrt{2}$	0.60

## notas

1. El término "señales" en estas notas también se aplica a las paredes independientes.

2. Los letreros con aberturas que comprenden menos del 30% del área bruta se clasifican como letreros sólidos. Coeficientes de fuerza para señales sólidas con Se permitirá que las aberturas se multipliquen por el factor de reducción ( $1 \leq 1 \leq 1.5$ ).

3. Para permitir direcciones de viento tanto normales como oblicuas, se considerarán los siguientes casos:

Para  $s/\sqrt{h} < 1$ :

Caso A: La fuerza resultante actúa normal a la cara del letrero a través del centro geométrico.

Caso B: La fuerza resultante actúa normal a la cara de la señal a una distancia del centro geométrico hacia el borde de barlovento igual a 0,2 veces el ancho medio de la señal.

Para señales de dos caras con todos los lados cerrados y  $R_{max} \geq 0,4$ , se permite utilizar la excentricidad de la fuerza,  $e = 0,2 \leq 0,25R_{max}\sqrt{B}$ .

Para letreros de dos caras con todos los lados cerrados y  $R_{min} \leq 0,75$ , se permite multiplicar los valores  $C_f$  tabulados en los Casos A y B por el factor de reducción, ( $1 \leq 0,133R_{min}$ ).

Para  $B \geq \sqrt{2}$ , también se debe considerar el Caso C;

Caso C: Las fuerzas resultantes actúan normal a la cara del letrero a través de los centros geométricos de cada región.

Para  $s/\sqrt{h} = 1$ :

Los mismos casos que los anteriores, excepto que las ubicaciones verticales de las fuerzas resultantes ocurren a una distancia por encima del centro geométrico igual a 0,05 veces la altura media del cartel.

4. Para el Caso C donde  $s/\sqrt{h} > 0,8$ , los coeficientes de fuerza se multiplicarán por el factor de reducción ( $1,8 \leq s/\sqrt{h}$ ). Está permitido aplicar este reducción con los especificados en la Nota 3.

5. Se permite la interpolación lineal para valores de  $s/\sqrt{h}$ ,  $B \neq \sqrt{2}$  y  $Lr \neq \sqrt{2}$  distintos a los que se muestran.

FIGURA 29.3-1 (Continuación). Cargas de viento de diseño (todas las alturas): Coeficientes de fuerza,  $C_f$ , para otras estructuras—Paredes sólidas independientes y sólidas Letrerros Independientes

## Coeficientes de fuerza, Cf

h/yD

Sección transversal	Tipo de superficie	1 725		
Cuadrado (viento normal a la cara)		1,3	1,4	2,0
Cuadrado (viento a lo largo de la diagonal)		1,0	1,1	1,5
Redondo hexagonal u octogonal, D $\leq \frac{q_z p}{2.5}$	Todo Todo Todo	0,5	0,6	0,7
D $\frac{q_z p}{2.5} > 5.3$ (en SI)	Moderadamente suave Áspero ( $D_0 \frac{y}{D} = 0.02$ )	0,7	0,8	0,9
	Muy rugoso ( $D_0 \frac{y}{D} = 0.08$ )	0,8	1,0	1,2
Redondo, D $\frac{q_z p}{2.5} \leq 2.5$	Todos	0,7	0,8	1,2
D $\frac{q_z p}{2.5} > 5.3$ (en SI)				

### Notación

- D = Diámetro de la sección transversal circular y dimensión horizontal mínima de las secciones transversales cuadradas, hexagonales u octogonales en elevación bajo consideración, en pies (m)
- D<sub>0</sub> = Profundidad de los elementos salientes, como costillas y alerones, en pies (m)
- h = Altura de la estructura, en pies (m)
- q<sub>z</sub> = Presión de velocidad evaluada a la altura z sobre el suelo, en lb/ft<sup>2</sup> (N/m<sup>2</sup>).

### notas

- La fuerza de viento de diseño se calculará a partir del área de la estructura proyectada sobre un plano vertical normal al viento dirección.
- Se supondrá que la fuerza actúa paralelamente a la dirección del viento.
- Se permite la interpolación lineal para valores de h/yD distintos a los que se muestran.

FIGURA 29.4-1 Otras Estructuras (Todas las Alturas): Coeficientes de Fuerza, Cf , para Chimeneas, Tanques y Estructuras Similares

## Coeficientes de fuerza, Cf

Miembros redondeados

$\frac{y}{D}$	Miembros de lados planos	Miembros redondeados	
		$\frac{q_z p}{2.5} \leq \frac{y}{D} \leq 5.3$ si $D_0 \frac{y}{D} \leq 0.02$	$\frac{q_z p}{2.5} > 5.3$ si $D_0 \frac{y}{D} > 0.02$
<0.1	2.0	1.2	0.8
0,1 a 0,29 0,3	1.8	1.3	0.9
a 0,7	1.6	1.5	1.1

### Notación

- $\frac{y}{D}$  = Relación entre el área sólida y el área bruta
- D = Diámetro de un miembro redondo típico, en pies (m)
- q<sub>z</sub> = Presión de velocidad evaluada a la altura z sobre el suelo, en lb/ft<sup>2</sup> (N/m<sup>2</sup>)

### notas

- Los letreros con aberturas que representen el 30% o más del área bruta se clasifican como letreros abiertos.
- El cálculo de las fuerzas de viento de diseño se basará en el área de todos los miembros y elementos expuestos proyectados en un plano normal a la dirección del viento. Se supondrá que las fuerzas actúan paralelamente a la dirección del viento.
- El área Af consistente con estos coeficientes de fuerza es el área sólida proyectada normal a la dirección del viento.

FIGURA 29.4-2 Otras estructuras (todas las alturas): coeficientes de fuerza, Cf , para letreros abiertos y marcos abiertos de un solo plano

## Coeficientes de fuerza, Cf

Sección transversal de la torre	Cf.
Cuadrado	$4.0\sqrt{2} \leq 5.9 \leq 4.0$
Triángulo	$3.4\sqrt{2} \leq 4.7 \leq 3.4$

### Notación

$\hat{y}$  = Relación entre el área sólida y el área bruta de una cara de la torre para el segmento en consideración.

### notas

1. Para todas las direcciones de viento consideradas, el área Af consistente con los coeficientes de fuerza especificados será el área sólida de una cara de la torre proyectada en el plano de esa cara para el segmento de la torre en consideración.
2. Los coeficientes de fuerza especificados son para torres con ángulos estructurales o elementos similares de lados planos.
3. Para torres que contienen miembros redondeados, es aceptable multiplicar los coeficientes de fuerza especificados por el siguiente factor cuando: determinación de las fuerzas del viento sobre dichos elementos:

$$0.51\sqrt{2} \leq 0.57, \text{ pero no } > 1.0$$

4. Las fuerzas del viento se aplicarán en las direcciones que resulten en las fuerzas y reacciones máximas de los miembros. Para torres con secciones transversales cuadradas, las fuerzas del viento se deben multiplicar por el siguiente factor cuando el viento se dirige a lo largo de la diagonal de la torre:

$$1 \leq 0.75\sqrt{2}, \text{ pero no } > 1.2$$

5. Las fuerzas del viento en los accesorios de la torre, como escaleras, conductos, luces y ascensores, se calcularán utilizando la fuerza adecuada coeficientes para estos elementos.
6. Se tendrán en cuenta las cargas causadas por la acumulación de hielo como se describe en el Capítulo 10.

FIGURA 29.4-3 Otras estructuras (todas las alturas): coeficientes de fuerza, Cf , para estructuras abiertas: torres con armadura

### diagramas

### Notación

C = Altura libre sobre el suelo, en pies (m).

D = Diámetro de una estructura circular, en pies (m). h =

Altura media del techo, en pies (m).

H = Altura del cilindro sólido, en pies (m).

Z = Altura al centroide del área proyectada de la estructura circular, en pies (m).  $\hat{y}$  = Ángulo

desde la dirección del viento hasta un punto en la pared de un contenedor, silo o tanque circular, en grados.

FIGURA 29.4-4 Otras estructuras, cargas de viento de diseño para sistemas de resistencia a la fuerza del viento principal [ $h < 120$  pies ( $h < 36,6$  m)]: recipientes circulares, silos y tanques sobre el suelo o sostenidos por columnas, donde  $D \leq 120$  pies ( $D \leq 36,6$  m),  $0,25 \leq H/D < 4,0$

29.4.2.2 Techos de Tolas, Silos y Tanques Circulares Aislados. Las presiones netas de diseño sobre los techos de contenedores, silos y tanques circulares se determinarán a partir de la Ec. (29.4-4):

$$p = qh\delta GCP \bar{y} \delta GCPi \bar{P} \delta lb \bar{y} ft2P \quad (29.4-4)$$

$$p = qh\delta GCP \bar{y} \delta GCPi \bar{P} \delta N \bar{y} m2P \quad (29.4-4.si)$$

donde

$qh$  = presión de velocidad para todas las superficies evaluadas a la altura media del techo  $h$ ;  $Cp$  = coeficiente de presión externa de la Fig.

29.4-5 para techos; ( $GCPi$ ) = coeficiente de presión interna para estructuras techadas de

Sección 26.13 y  $G =$

factor de efecto de ráfaga de la Sección 26.11.

Las presiones externas sobre los techos cónicos, planos o abovedados (ángulo del techo inferior a  $10^\circ$ ) de contenedores, silos o tanques circulares deben ser iguales a los coeficientes de presión externa,  $Cp$ , dados en la Fig. 29.4-5 para las Zonas 1 y 2. Las presiones externas para techos de cúpula (ángulo de techo superior a  $10^\circ$ ) se determinarán a partir de la Fig. 27.3-2.

29.4.2.3 Parte inferior de contenedores, silos y tanques circulares elevados aislados. Los coeficientes de presión externa  $Cp$  para la parte inferior de contenedores, silos o tanques circulares elevados con una altura libre,  $C$ , sobre el suelo menor o igual que la altura del cilindro sólido,  $H$ , deben tomarse como 0.8 y  $\bar{y}0.6$ . Para estructuras con juego

altura sobre el suelo menor o igual a un tercio de la altura del cilindro, utilice la interpolación lineal entre estos valores y  $Cp = 0.0$  de acuerdo con la relación de  $C \bar{y} h$ , donde  $C$  y  $h$  se definen como se muestra en la Fig. 29.4-4.

29.4.2.4 Techos y paredes de contenedores, silos y tanques circulares agrupados. Para grupos estrechamente espaciados de tres o más depósitos, silos o tanques circulares con una separación de centro a centro inferior a 1,25 D, los coeficientes de presión del techo,  $Cp$ , y el coeficiente de fuerza de arrastre,  $Cf$ , las paredes proyectadas se calcularán usando la Fig. 29.4-6. Las presiones netas de diseño sobre los techos se determinarán a partir de la ecuación. (29.4-4). La resistencia total se calculará con base en la ecuación. (29.4-1).

29.4.3 Paneles Solares de Techo para Edificios de Todas las Alturas con Techos Planos o Techos a Dos Aguas o Cuatro Aguas con Pendientes Menores a  $7^\circ$ . Como se ilustra en la Fig. 29.4-7, la presión de viento de diseño para los paneles solares de techo se aplica a aquellos ubicados en edificios cerrados o parcialmente cerrados de todas las alturas con techos planos, o con techos a dos aguas o a dos aguas con pendientes de  $\bar{y}7^\circ$ , con paneles que cumplan a:  $Lp \bar{y} 6,7$  pies  $\bar{y}0,204$  m $P$ ,  $\bar{y}y35^\circ$ ,  $h1 \bar{y} 2$  pies  $\bar{y}0,61$  m $P$ ,  $h2 \bar{y} 4$  pies

$\bar{y}1,22$  m $P$ ,

con un espacio mínimo de 0,25 pulg. (6,4 mm) provisto entre todos los paneles, y el espacio entre los paneles no excede los 6,7 pies (2,04 m). Además, la distancia libre horizontal mínima entre los paneles y el borde del techo debe ser mayor entre  $2\delta h2 \bar{y} hptP$  y 4 pies (1,2 m) para que se apliquen las presiones de diseño de esta sección. La presión del viento de diseño para los paneles solares en la azotea se determinará mediante la ecuación. (29.4-5) y (29.4-6):

$$p = qh\delta GCrn \bar{P} \delta lb \bar{y} ft2P \quad (29.4-5)$$

$$p = qh\delta GCrn \bar{P} \delta N \bar{y} m2P \quad (29.4-5.si)$$

donde

$$\delta GCrn = \delta yP \delta yC \delta yE \delta yGCrn \bar{P} nom \quad (29.4-6)$$

donde

$$\bar{y}p = min\bar{y}1.2; 0,9 \bar{P} hpt \bar{y}hP; \bar{y}C$$

$$= max\bar{y}0.6 \bar{P} 0.06Lp; 0,8P; \bar{y} yE = 1,5$$

para cargas de levantamiento en paneles que están expuestos y dentro de una distancia de  $1,5\delta LpP$  desde el final de una fila en un borde expuesto del arreglo;  $yE = 1.0$  en otros lugares para cargas hacia arriba y para todas las cargas hacia abajo, como se ilustra en la figura 29.4-7. Un panel se define como expuesto si  $d1$  hasta el borde del techo  $> 0,5$  h y se aplica uno de los siguientes: 1.  $d1$  hasta el arreglo adyacente  $> max\bar{y}4h2$ , 4 pies (1,2 m) o 2.  $d2$  al siguiente panel adyacente  $> max\bar{y}4h2$ ; 4 pies (1,2m).

$\delta GCrn \bar{P} nom$  = coeficiente de presión neta nominal para paneles solares de techo según lo determinado en la Fig. 29.4-7.

Cuando,  $\bar{y}y2^\circ$ ,  $h2 \bar{y}0,83$  pies (0,25 m) y se proporciona un espacio mínimo de 0,25 pulg. (6,4 mm) entre todos los paneles, y el espacio entre los paneles no supera los 6,7 pies (2,04 m), se permitirá el procedimiento de la Sección 29.4.4.

El techo debe estar diseñado para lo siguiente:

1. El caso de presencia de colectores solares. Las cargas de viento que actúan sobre los colectores solares de acuerdo con esta sección deben ser aplicadas simultáneamente con las cargas de viento del techo especificadas en otras secciones que actúan sobre áreas del techo no cubiertas por la proyección en planta de los colectores solares. Para este caso, no es necesario aplicar las cargas de viento en el techo especificadas en otras secciones en las áreas del techo cubiertas por la proyección en planta de los colectores solares.
2. Casos en los que se hayan retirado los paneles solares.

29.4.4 Paneles solares en el techo paralelos a la superficie del techo en edificios de todas las alturas y pendientes del techo. Las presiones de viento de diseño para paneles solares de techo ubicados en edificios cerrados o parcialmente cerrados de todas las alturas, con paneles paralelos a la superficie del techo, con una tolerancia de  $2^\circ$  y con una altura máxima sobre la superficie del techo,  $h2$ , que no excede las 10 in. (0,25 m) se determinará de acuerdo con esta sección. Se debe proporcionar un espacio mínimo de 6,4 mm (0,25 pulg.) entre todos los paneles, con un espacio entre paneles que no supere los 2,04 m (6,7 pies). Además, el conjunto debe estar ubicado al menos a  $2h2$  del borde del techo, una cumbre a dos aguas o una cumbre a cuatro aguas. La presión del viento de diseño para los colectores solares de techo se determinará mediante la ecuación. (29.4-7):

$$p = qh\delta GCP \bar{P} \delta yE \bar{P} \delta ya \bar{P} \delta lb \bar{y} ft2P \quad (29.4-7)$$

$$p = qh\delta GCP \bar{P} \delta yE \bar{P} \delta ya \bar{P} \delta N \bar{y} m2P \quad (29.4-7.si)$$

donde

$(GCP)$  = coeficiente de presión externa para C&C de techos con la respectiva zonificación del techo, determinado a partir de las Figs. 30.3-2A-I a 30.3-7 o 30.5-1;

$yE$  = factor de borde del arreglo = 1,5 para cargas de levantamiento en paneles que están expuestos y dentro de una distancia de  $1,5\delta LpP$  desde el final de una fila en un borde expuesto del arreglo;  $yE = 1.0$  en otros lugares para cargas hacia arriba y para todas las cargas hacia abajo, como se ilustra en la figura 29.4-7. Un panel se define como expuesto si  $d1$  hasta el borde del techo  $> 0,5$  h y se aplica uno de los siguientes: 1.  $d1$  hasta el arreglo adyacente  $> 4$  pies (1,2 m) o 2.  $d2$  hasta el siguiente panel adyacente  $> 4$  pies (1,2 metros);  $ya$  = factor de igualación de presión del panel solar, definido en la

Fig. 29.4-8.

## diagramas

### Notación

$b$  = Determinado a continuación, en pies (m), dependiendo de  $H \hat{\gamma} D$  para techos con  $\hat{\gamma}$  promedio menor a 10 grados.

$h$  = Altura media del techo, en pies (m).

$H$  = La altura del cilindro sólido, en pies (m).

$D$  = Diámetro de una estructura circular, en pies (m).

$\hat{\gamma}$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

### Coeficientes de presión externa, $C_p$

Zona 1	$\hat{\gamma}0,8$
zona 2	$\hat{\gamma}0,5$

### notas

Para techos con  $\hat{\gamma}$  promedio inferior a 10 grados, la dimensión,  $b$ , se determinará de la siguiente manera:

$H \hat{\gamma} D$	B
0.25	0.2D
0.5	0.5D
$\hat{\gamma}1.0$	$0.1h + 0.6D$

Se permitirá la interpolación lineal.

FIGURA 29.4-5 Otras estructuras, cargas de viento de diseño para sistemas principales resistentes a la fuerza del viento [ $h < 120$  ft  $\hat{\gamma}h < 36,6$  m]: Presión externa Coeficientes,  $C_p$ , para techos aislados de contenedores circulares, silos y tanques, donde  $D \geq 120$  pies ( $D \geq 36,6$  m),  $0,25 \leq H \hat{\gamma}D < 4,0$

## diagramas

### Notación

D = Diámetro de una estructura circular, en pies (m).

h = Altura media del techo, en pies (m).

H = La altura del cilindro sólido, en pies (m).

$\gamma$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

### Coeficiente de fuerza de arrastre ( $C_f$ ) en muros proyectados

$H/\gamma D$	$C_f$	Usar con
<1	1.3	$q_h$
2 4	1.1	$q_h$
	1.0	$q_h$

### Coeficientes de presión del techo, $C_p$ , para usar con $q_h$

$H/\gamma D$	Zona 1	Zona 2
$\gamma < 10^\circ$	$\gamma 0,5$	$\gamma 0,9$
	$\gamma 1,0$	$\gamma 1,3$
$10^\circ < \gamma < 30^\circ$	$\gamma 4$	$\gamma 1,0$
		$\gamma 0,6$

FIGURA 29.4-6 Otras estructuras, cargas de diseño para sistemas principales resistentes a la fuerza del viento [ $h < 120$  pies  $\delta h < 36,6$  mb]: Coeficientes de fuerza de arrastre,  $C_f$ , y Coeficientes de Presión del Techo,  $C_p$ , para Tolvas, Silos y Tanques Circulares Agrupados sobre el Suelo o Soportados por Columnas, Donde  $D \geq 120$  pies ( $D \geq 36,6$  m), 0,25  $\leq H/\gamma D < 4,0$  y espaciado de centro a centro  $\geq 1,25$

diagramas

FIGURA 29.4-7 Cargas de viento de diseño (todas las alturas): paneles solares en la azotea para edificios cerrados y parcialmente cerrados, techo  $\approx 7^\circ$

continúa

## Notación

$A$  = Área de viento efectiva, en  $\text{ft}^2$  ( $\text{m}^2$ ).

$An$  = Área de viento normalizada, adimensional.  $d_1$  =

Para paneles solares en la azotea, distancia horizontal ortogonal al borde del panel a un panel adyacente o al borde del edificio, ignorando cualquier equipo de techo de la figura 29.4-7, en pies (m).

$d_2$  = Para paneles solares en la azotea, distancia horizontal desde el borde de un panel hasta el borde más cercano en la siguiente fila en la Fig. 29.4-7, en pies (m).

$h$  = Altura media del techo de un edificio, excepto que la altura del alero se utilizará para un ángulo del techo  $\gamma$  menor o igual a  $10^\circ$ , en pies (m).  $h_1$  = Altura del espacio entre los paneles y la superficie del techo, en pies (m).  $h_2$  = Altura de un panel solar sobre el techo en el borde superior del panel, en pies (m).  $hpt$  = Altura media del parapeto sobre la superficie del techo adyacente para usar con la ecuación. (29.4-5), en pies (m).

$L_p$  = Longitud de cuerda del panel.

$WL$  = Ancho de un edificio en su lado más largo en la figura 29.4-7, en pies (m).

$WS$  = Ancho de un edificio en su lado más corto en la figura 29.4-7, en pies (m).  $\gamma_E$  = Factor de borde del arreglo como se define en la Sección 29.4.4.  $\gamma$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.  $\beta$  = Ángulo que forma el panel solar con la superficie del techo de la Fig. 29.4-7, en grados.

Notas 1.

(GCn) actúa hacia (+) y alejándose (-) de la superficie superior de los paneles.

2. Se permite la interpolación lineal para  $\gamma$  entre  $5^\circ$  y  $15^\circ$ .

3.  $A_n = 0.1; 000 \gamma \frac{1}{2} \max(L_b; 15) A$ , donde  $A$  es el área de viento efectiva del elemento estructural del panel solar que se está considerando, o  $h_0 W_s$  en pies (m).  $L_b$  es el mínimo de 0,4 ( $hWL$ )

FIGURA 29.4-7 (Continuación). Cargas de viento de diseño (todas las alturas): paneles solares en la azotea para edificios cerrados y parcialmente cerrados, techo  $\gamma \leq 7^\circ$

FIGURA 29.4-8 Factor de ecualización de presión del panel solar,  $\gamma_A$ , para edificios cerrados y parcialmente cerrados de todas las alturas

El techo debe estar diseñado para lo siguiente:

1. El caso de presencia de paneles solares. Las cargas de viento que actúan sobre los colectores solares de acuerdo con esta sección deben ser

aplicadas simultáneamente con las cargas de viento del techo especificadas en otras secciones que actúan sobre áreas del techo no cubiertas por la proyección en planta de los colectores solares. Para este caso, no es necesario aplicar las cargas de viento sobre el techo especificadas en otras secciones.

áreas del techo cubiertas por la proyección en planta de los colectores solares.

2. Caso en el que se hayan retirado los paneles solares.

## 29.5 PARAPETOS

Las cargas de viento sobre parapetos se especifican en la Sección 27.3.5 para edificios de todas las alturas diseñados utilizando el Procedimiento Direccional

y en la Sección 28.3.2 para edificios de poca altura diseñados usando el Procedimiento de Envolvente.

#### 29.6 VOLADIZO DE TECHO

Las cargas de viento en los voladizos del techo se especifican en la Sección 27.3.4 para edificios de todas las alturas diseñados con el Procedimiento direccional y en la Sección 28.3.3 para edificios de poca altura diseñados con el Procedimiento envolvente.

#### 29.7 CARGA MÍNIMA DE VIENTO DE DISEÑO

La fuerza del viento de diseño para otras estructuras no debe ser inferior a 16 lb·ft<sup>2</sup> (0,77 kN· m<sup>2</sup>) multiplicada por el área  $A_f$ .

#### 29.8 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

En este capítulo no se hace referencia a estándares de consenso ni a otros documentos que se consideren parte de este estándar.

## CAPÍTULO 30

### CARGAS DE VIENTO: COMPONENTES Y REVESTIMIENTO

#### 30.1 ALCANCE

30.1.1 Tipos de Edificios. Este capítulo se aplica a la determinación de las presiones del viento sobre los componentes y el revestimiento (C&C) de los edificios.

1. La Parte 1 se aplica a un vehículo cerrado o parcialmente cerrado.

- Edificio de baja altura (ver definición en la Sección 26.2); o • Edificio con  $h \leq 60$  pies (18,3 m).

El edificio tiene un techo plano, un techo a dos aguas, un techo a dos aguas de varias luces, un techo a cuatro aguas, un techo de una sola pendiente, un techo escalonado o un techo de dientes de sierra, y las presiones del viento se calculan a partir de una ecuación de presión del viento.

2. La Parte 2 es un enfoque simplificado y es aplicable a un anexo

- Edificio de baja altura (ver definición en la Sección 26.2); o • Edificio con  $h \leq 60$  pies (18,3 m).

El edificio tiene techo plano, techo a dos aguas o techo a cuatro aguas, y las presiones del viento se determinan directamente a partir de una tabla.

3. La Parte 3 se aplica a un vehículo cerrado o parcialmente cerrado.

- Edificio con  $h > 60$  pies (18,3 m).

El edificio tiene un techo plano, un techo inclinado, un techo a dos aguas, un techo a cuatro aguas, un techo abuhardillado, un techo arqueado o un techo abovedado, y las presiones del viento se calculan a partir de una ecuación de presión del viento.

4. La Parte 4 es un enfoque simplificado y es aplicable a un

- Edificio con  $60 \text{ pies} < h \leq 160$  pies (18,3 m <  $h \leq 48,8$  m).

El edificio tiene techo plano, techo a dos aguas, techo a cuatro aguas, techo de una sola pendiente o techo abuhardillado, y las presiones del viento se determinan directamente a partir de una tabla.

5. La Parte 5 se aplica a un edificio abierto de todas las alturas que tiene un techo libre inclinado, un techo libre monopendiente o un techo libre en canal.

6. La Parte 6 se aplica a los accesorios de construcción, como voladizos de techo, parapetos y equipo de techo.

7. La Parte 7 se aplica a las estructuras que no son de edificios: contenedores circulares, silos y tanques; y paneles solares en la azotea.

- Contenedores circulares, silos y tanques:  $h \leq 120$  pies (38,6 m). • Paneles Solares en la Azotea: Edificios de todas las alturas con techos planos o a dos aguas o a cuatro aguas con pendientes de techo menores o iguales a 7 grados

30.1.2 Condiciones. Una edificación que tenga cargas de viento de diseño determinadas de acuerdo con este capítulo deberá cumplir con todas las siguientes condiciones:

1. El edificio es un edificio de forma regular como se define en la Sección 26.2; y
2. El edificio no tiene características de respuesta que lo hagan sujeto a cargas de viento transversal, desprendimiento de vórtices o inestabilidad causada por galope o aleteo; ni tiene sitio

ubicación para la cual los efectos de canalización o sacudidas a raíz de obstrucciones contra el viento justifican una consideración especial.

30.1.3 Limitaciones. Las disposiciones de este capítulo toman en consideración el efecto de aumento de la carga causado por ráfagas en resonancia con las vibraciones del viento de los edificios flexibles.

Las cargas sobre edificios que no cumplan con los requisitos de la Sección 30.1.2 o que tengan formas o características de respuesta inusuales deben determinarse usando literatura reconocida que documente tales efectos de carga de viento o deben usar el procedimiento de túnel de viento especificado en el Capítulo 31.

30.1.4 Blindaje. No habrá reducciones en la presión de velocidad causadas por el aparente blindaje proporcionado por edificios y otras estructuras o características del terreno.

30.1.5 Revestimiento permeable al aire. Las cargas de viento de diseño determinadas en el Capítulo 30 se deben usar para revestimientos permeables al aire, incluidos los ensamblajes de techos vegetales modulares, a menos que los datos de prueba aprobados o la literatura reconocida demuestren cargas más bajas para el tipo de revestimiento permeable al aire que se está considerando.

#### 30.2 REQUISITOS GENERALES

30.2.1 Parámetros de carga de viento especificados en el Capítulo 26. Los siguientes parámetros de carga de viento se especifican en el Capítulo 26:

- Velocidad básica del viento,  $V$  (Sección 26.5). • Factor de direccionalidad del viento,  $Kd$  (Sección 26.6). • Categoría de exposición (Sección 26.7). • Factor topográfico,  $Kzt$  (Sección 26.8). • Factor de elevación del terreno,  $Ke$  (Sección 26.9) • Coeficiente de exposición a la presión de la velocidad,  $Kz$  o  $Kh$  (Sección 26.10.1); Presión de velocidad,  $qz$  (Sección 26.10.2) • Factor de efecto de ráfaga (Sección 26.11). • Clasificación del recinto (Sección 26.12). • Coeficiente de presión interna,  $(GCpi)$  (Sección 26.13).

30.2.2 Presiones de viento mínimas de diseño. La presión del viento de diseño para C&C de edificios no debe ser inferior a una presión neta de  $16 \text{ lb/ft}^2$  ( $0,77 \text{ kN/m}^2$ ) actuando en cualquier dirección normal a la superficie.

30.2.3 Áreas tributarias mayores de 700 pies<sup>2</sup> (65 m<sup>2</sup>).

Se permitirá que los elementos C&C con áreas tributarias superiores a 700 pies<sup>2</sup> (65 m<sup>2</sup>) se diseñen utilizando las disposiciones para los sistemas de resistencia a la fuerza del viento principal (MWFRS).

30.2.4 Coeficientes de presión externa. El factor de efecto de ráfaga combinado y los coeficientes de presión externa para C&C,  $(GCp)$ , se dan en las figuras asociadas con este capítulo. Los valores del coeficiente de presión y el factor de efecto de ráfaga no deben separarse.

## PARTE 1: EDIFICIOS DE ALTURA BAJA

Nota para el usuario: Use la Parte 1 del Capítulo 30 para determinar las presiones del viento en C&C de edificios de poca altura cerrados y parcialmente cerrados que tienen formas de techo como se especifica en las figuras correspondientes. Las disposiciones de la Parte 1 se basan en el Procedimiento de envolvente, con presiones de viento calculadas utilizando la ecuación especificada según corresponda a cada superficie del edificio. Para edificios a los que se aplican estas disposiciones, este método generalmente produce las presiones de viento más bajas de todos los métodos analíticos contenidos en esta norma.

### 30.3 TIPOS DE EDIFICIOS

Las disposiciones de la Sección 30.3 son aplicables a un recinto cerrado y parcialmente cerrado .

- Edificio de baja altura (ver definición en la Sección 26.2); o • Edificio con  $h \leq 60$  pies (18,3 m).

El edificio tiene techo plano, techo a dos aguas, techo a dos aguas de varios vanos, techo a cuatro aguas, techo monopendiente, techo escalonado o techo de dientes de sierra. Los pasos necesarios para la determinación de las cargas de viento en C&C para estos tipos de edificios se muestran en la Tabla 30.3-1.

**30.3.1 Condiciones.** Para la determinación de las presiones de viento de diseño sobre el C&C usando las disposiciones de la Sección 30.3.2, las condiciones indicadas en la(s) figura(s) seleccionada(s) serán aplicables al edificio bajo consideración.

**30.3.2 Presiones de viento de diseño.** Las presiones de viento de diseño en elementos C&C de edificios de baja altura y edificios con  $h \leq 60$  pies ( $h \leq 18,3$  m) se determinarán a partir de la siguiente ecuación: (30.3-1)

$$p = qh\% \delta GCP \leq \delta GCP_i \leq \delta Nym^2$$

$$p = qh\% \delta GCP \leq \delta GCP_i \leq \delta Nym^2 \quad (30.3-1.si)$$

donde

$qh$  = presión de velocidad evaluada a la altura media del techo  $h$  como se define en la Sección 26.10; ( $GCP$ ) = coeficientes de presión externa dados en:

- Fig. 30.3-1 (paredes), •
- Figs. 30.3-2A-I (cubiertas planas, cubiertas a dos aguas y cubiertas a cuatro aguas), • Fig. 30.3-3 (cubiertas escalonadas), • Fig. 30.3-4 (cubiertas a dos aguas de varias luces), • Figs. 30.3-5A-B (cubiertas monopendientes), • Fig. 30.3-6 (cubiertas de dientes de sierra), • Fig. 30.3-7 (cubiertas abovedadas), • Fig. 27.3-3, Nota 4 (cubiertas arqueadas); ( $GCP_i$ ) = coeficiente de presión interna dado en la Tabla 26.13-1.

## PARTE 2: EDIFICIOS DE BAJA ALTURA (SIMPLIFICADO)

Nota para el usuario: la Parte 2 del Capítulo 30 es un método simplificado para determinar las presiones del viento en C&C de edificios cerrados de poca altura que tienen forma de techo plano, a dos aguas o a cuatro aguas. Las disposiciones de la Parte 2 se basan en el Procedimiento de envolvente de la Parte 1 con presiones de viento determinadas a partir de una tabla y ajustadas según corresponda.

### 30.4 TIPOS DE EDIFICIOS

Las disposiciones de la Sección 30.4 son aplicables a un adjunto

- Edificio de baja altura (ver definición en la Sección 26.2); o • Edificio con  $h \leq 60$  pies (18,3 m).

Tabla 30.3-1 Pasos para determinar las cargas de viento C&C para edificios de baja altura cerrados y parcialmente cerrados

Paso 1: Determinar la categoría de riesgo; consulte la Tabla 1.5-1.

Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento,  $V$ , para la categoría de riesgo aplicable; ver [figuras. 26.5-1 y 26.5-2](#).

Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:

- factor de direccionalidad del viento,  $K_d$ ; consulte la Sección 26.6 y la Tabla 26.6-1. • Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7. • Factor topográfico,  $K_{zt}$ ; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1.
- factor de elevación del suelo,  $K_e$ ; Sección 26.9 y Tabla 26.9-1 • Clasificación del recinto; consulte la Sección 26.12. • Coeficiente de presión interna, ( $GCP_i$ ); consulte la Sección 26.13 y

[Tabla 26.13-1](#).

Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición a la presión de la velocidad,  $K_h$ ; consulte la Tabla 26.10-1.

Paso 5: Determinar la presión de velocidad,  $qh$ , Eq. (26.10-1).

Paso 6: Determinar el coeficiente de presión externa, ( $GCP$ ):

- Paredes; véase la figura 30.3-1. •

Techos planos, techos a dos aguas, techos a cuatro aguas; véase la figura 30.3-2. • Techos escalonados; véase la figura 30.3-3. • Techos a dos aguas de varios vanos; véase la figura 30.3-4. • Techos de una sola pendiente; véase la figura 30.3-5. • Techos de dientes de sierra; véase la figura 30.3-6. • Techos abovedados; véase la figura 30.3-7. • Techos arqueados; ver Fig. 27.3-3, Nota 4.

Paso 7: Calcular la presión del viento,  $p$ ; ecuación (30.3-1).

El edificio tiene techo plano, techo a dos aguas o techo a cuatro aguas. Los pasos requeridos para la determinación de las cargas de viento en C&C para estos tipos de edificios se muestran en la Tabla 30.4-1.

**30.4.1 Condiciones.** Para el diseño de C&C, el edificio deberá cumplir con todas las siguientes condiciones:

1. La altura media del techo  $h$  debe ser inferior o igual a 60 pies (18,3 m) [ $h \leq 60$  pies ( $h \leq 18,3$  m)].
2. El edificio está encerrado como se define en la Sección 26.2 y cumple con las disposiciones sobre escombros arrastrados por el viento de la Sección 26.12.3.
3. El edificio es un edificio de forma regular según se define en la Sección 26.2.
4. El edificio no tiene características de respuesta que lo hagan sujeto a cargas de viento transversal, desprendimiento de vórtices o inestabilidad causada por galope o aleteo; ni tiene una ubicación de sitio para la cual los efectos de canalización o sacudidas a raíz de obstrucciones contra el viento justifiquen una consideración especial.
5. El edificio tiene un techo plano, un techo a dos aguas con  $\theta \leq 45^\circ$  o un techo a cuatro aguas con  $\theta \leq 27^\circ$ .

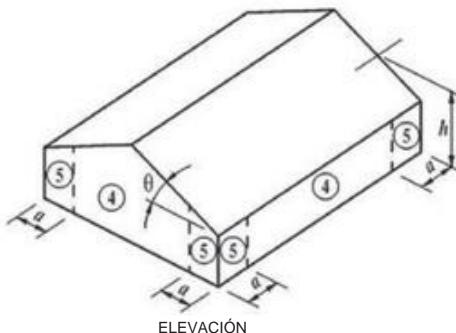
**30.4.2 Presiones de viento de diseño.** Las presiones netas del viento de diseño,  $p_{net}$ , para C&C de edificios diseñados usando el procedimiento especificado aquí representan las presiones netas (suma de las internas y externas) que se aplicarán normales a cada superficie del edificio como se muestra en la Fig. 30.4-1.  $p_{net}$  se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$p_{net} = \hat{y} K_{zt} p_{net30} \quad (30.4-1)$$

donde

$\hat{y}$  = factor de ajuste para la altura del edificio y la exposición de la Fig. 30.4-1;

$K_{zt}$  = factor topográfico como se define en la Sección 26.8, evaluado a 0,33 altura media del techo, 0,33h; y  $p_{net30}$  = presión neta del viento de diseño para la exposición B, a  $h=30$  pies ( $h=9,1$  m), de la figura 30.4-1.

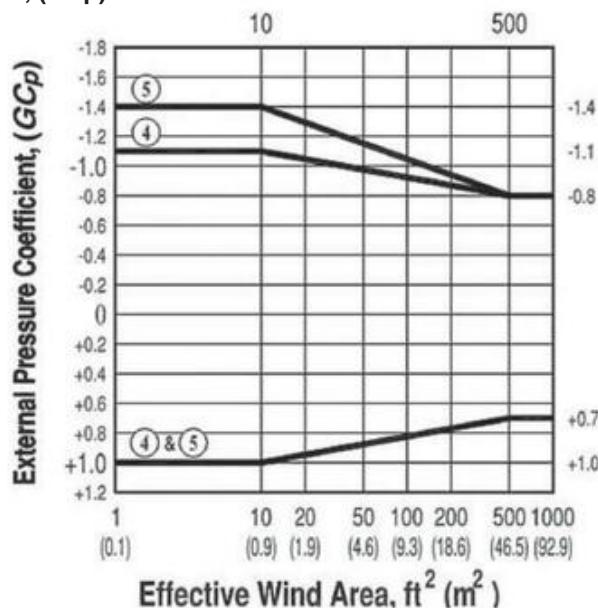
**Diagrama****Notación a**

= 10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima dimensión horizontal o 3 pies (0,9 m).

**Excepción:** Para edificios con  $\theta = 0^\circ$  a  $7^\circ$  y una dimensión horizontal mínima superior a 90 m (300 pies), la dimensión a debe limitarse a un máximo de 0,8 h.

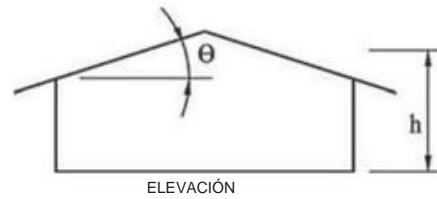
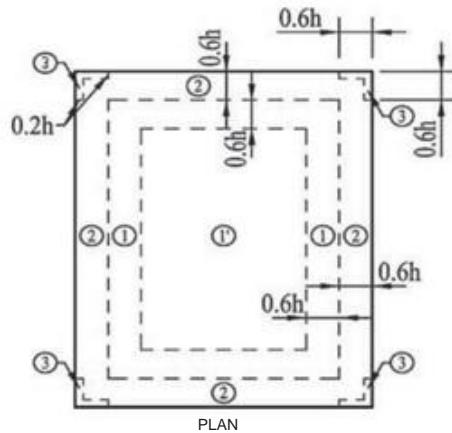
$h$  = Altura media del techo, en pies (m), excepto que la altura del alero se utilizará para  $\theta \geq 10^\circ$ .

$\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

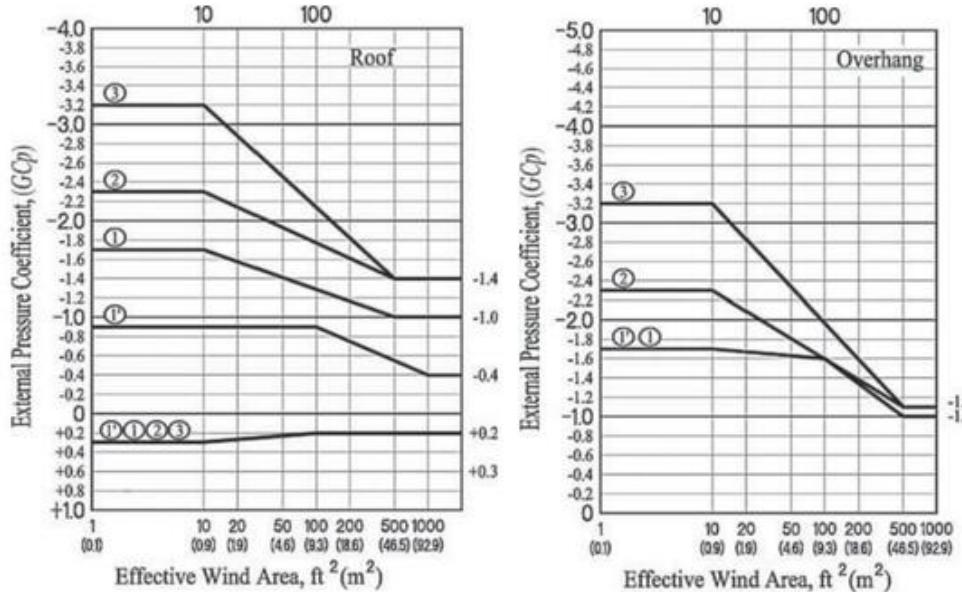
**Coeficiente de Presión Externa, ( $GC_p$ ) - Paredes****notas**

1. La escala vertical denota ( $GC_p$ ) para ser usado con  $qh$ .
2. La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en  $\text{ft}^2$  ( $\text{m}^2$ ).
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
5. Valores de ( $GC_p$ ) para paredes se reducirá en un 10% cuando  $\theta \geq 10^\circ$ .

FIGURA 30.3-1 Componentes y revestimiento [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: muros

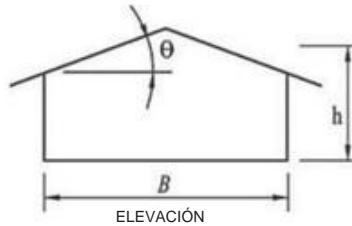
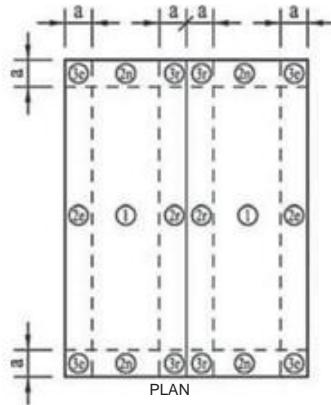
**diagramas****Notación B**

= Dimensión horizontal del edificio medida normal a la dirección del viento, en pies (m).  $h$  = La altura del alero se utilizará para  $\gamma = 10^\circ$ .  $\gamma$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coefficientes de presión externa****Notas 1.**

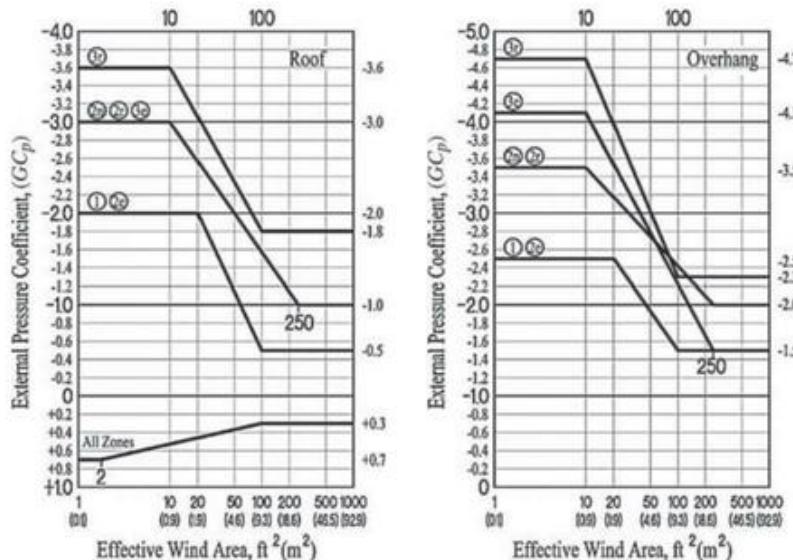
- La escala vertical denota ( $GC_p$ ) para usarse con  $q_h$ .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en  $ft^2$  ( $m^2$ ).
- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
- Si se proporciona un parapeto de 3 pies (0.9 m) o más alto alrededor del perímetro del techo con  $\gamma \geq 7^\circ$ , el negativo los valores de ( $GC_p$ ) en la Zona 3 serán iguales a los de la Zona 2, y los valores positivos de ( $GC_p$ ) en las Zonas 2 y 3 se establecerán iguales a los de las Zonas de muro 4 y 5, respectivamente, en la Fig. 30.3-1.
- Los valores de ( $GC_p$ ) para los voladizos del techo incluyen las contribuciones de presión de las superficies superior e inferior.
- Si existen voladizos, la menor dimensión horizontal del edificio no incluirá ninguna dimensión de voladizo, pero el borde La distancia,  $a$ , debe medirse desde el borde exterior del voladizo.

FIGURA 30.3-2A Componentes y revestimiento [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos a dos aguas,  $\gamma \geq 7^\circ$

**diagramas****Notación a**

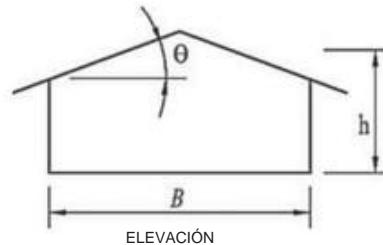
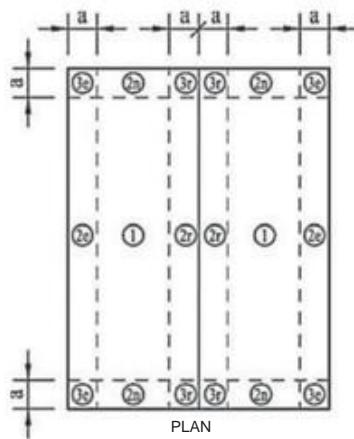
= 10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima dimensión o 3 pies (0,9 m). Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del voladizo. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna distancia saliente.

*B* = Dimensión horizontal del edificio medida normal a la dirección del viento, en pies (m). *h* = Altura media del techo, en pies (m), excepto que la altura del aero se utilizará para  $\theta \leq 10^\circ$ .  $\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coeficientes de presión externa****Notas 1.**

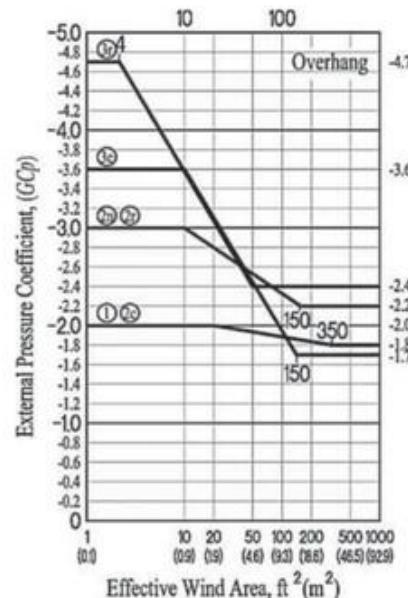
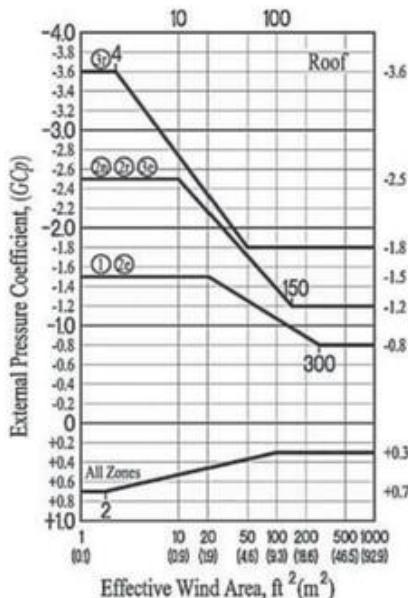
- La escala vertical denota ( $GC_p$ ) para usarse con  $q_h$ .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en  $ft^2$  ( $m^2$ ).
- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
- Los valores de ( $GC_p$ ) para los voladizos del techo incluyen las contribuciones de presión de las superficies superior e inferior.
- Si existen voladizos, la dimensión horizontal menor del edificio no incluirá ninguna dimensión de voladizo, pero la distancia al borde, *a*, se medirá desde el borde exterior del voladizo.

FIGURA 30.3-2B Componentes y revestimiento [ $h \leq 60$  pies ( $h \leq 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos a dos aguas,  $7^\circ < \theta \leq 20^\circ$

**diagramas****Notación a**

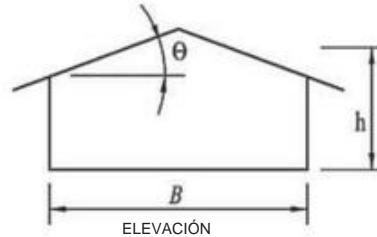
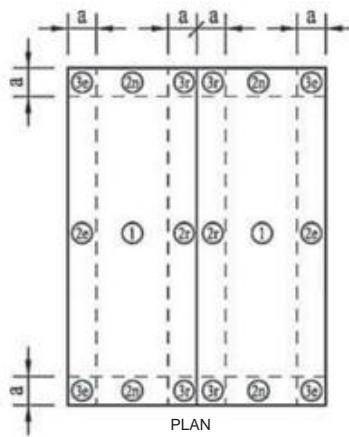
= 10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima o 0,9 m (3 pies). Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior de el voladizo Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no deben incluir ningún voladizo distancias

$B$  = Dimensión horizontal del edificio medida normal a la dirección del viento, en pies (m).  $h$  = Altura media del techo, en pies (m).  $\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coeficientes de presión externa****notas**

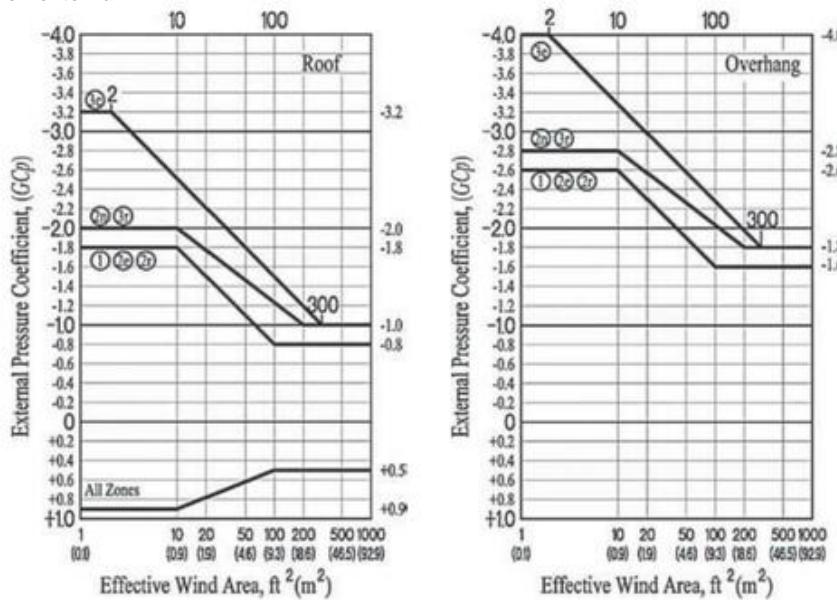
- La escala vertical denota ( $GC_p$ ) para usarse con  $q_h$ .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en  $\text{ft}^2$  ( $\text{m}^2$ ).
- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
- Valores de ( $GC_p$ ) para los voladizos del techo, incluya las contribuciones de presión de las superficies superior e inferior.
- Si existen voladizos, la dimensión horizontal menor del edificio no incluirá ninguna dimensión de voladizo, pero la distancia al borde,  $a$ , debe medirse desde el borde exterior del voladizo.

FIGURA 30.3-2C Componentes y revestimiento [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos a dos aguas,  $20^\circ < \theta \leq 27^\circ$

**diagramas****Notación a =**

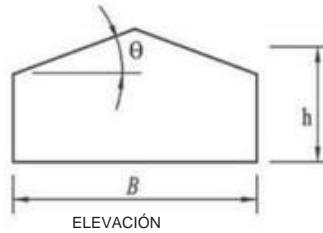
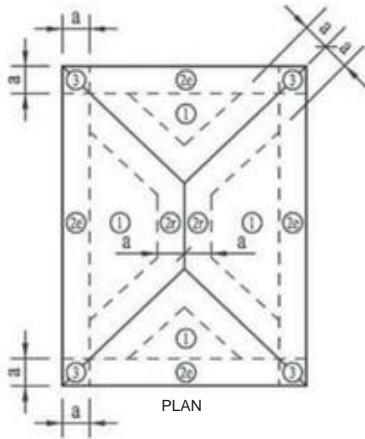
10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima dimensión o 3 pies (0,9 m). Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del sobresalir. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna distancia saliente.

*B* = Dimensión horizontal del edificio medida normal a la dirección del viento, en pies (m). *h* = Altura media del techo, en pies (m).  $\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coeficientes de presión externa****Notas 1.**

1. La escala vertical denota ( $GC_p$ ) para ser usado con  $q_h$ .
2. La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en  $\text{ft}^2$  ( $\text{m}^2$ ).
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
5. Valores de ( $GC_p$ ) para los voladizos del techo, incluya las contribuciones de presión de las superficies superior e inferior.
6. Si existen voladizos, la dimensión horizontal menor del edificio no incluirá ninguna dimensión de voladizo, pero la distancia al borde, *a*, se medirá desde el borde exterior del voladizo.

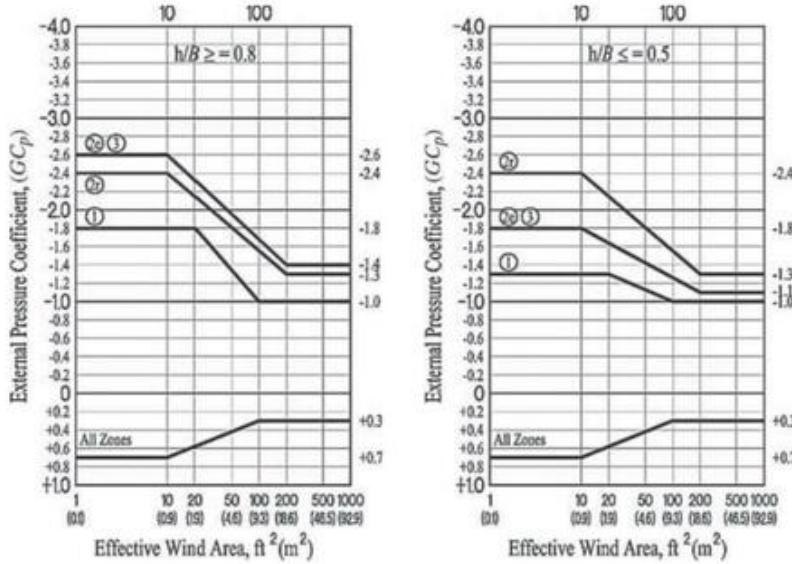
FIGURA 30.3-Componentes 2D y revestimiento [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos a dos aguas,  $27^\circ < \theta \leq 45^\circ$

**diagramas****Notación**  $a =$ 

10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima dimensión o 3 pies (0,9 m). Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del voladizo. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna distancia saliente.  $h$  = Altura media del techo, en pies (m), excepto que la altura del alero se utilizará para  $\theta > 10^\circ$ .

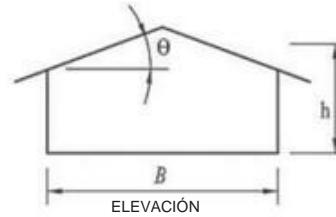
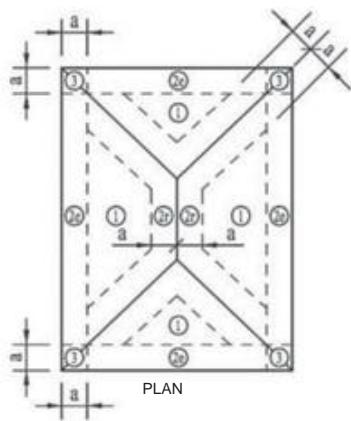
$B$  = Dimensión horizontal del edificio medida normal a la dirección del viento, en pies (m).

$\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

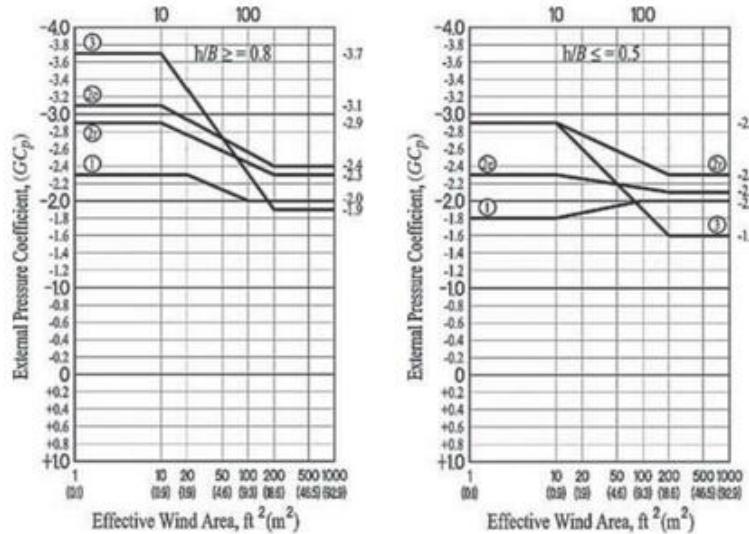
**Coefficientes de presión externa****notas**

- La escala vertical denota ( $GC_p$ ) para usarse con  $q_h$ .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).
- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
- Si existen voladizos, la dimensión horizontal menor del edificio no incluirá ninguna dimensión de voladizo, pero la distancia al borde,  $a$ , se medirá desde el borde exterior del voladizo.
- Interpolación de ( $GC_p$ ) entre los dos valores  $h/B$  diferentes se requiere para  $0.5 < h/B < 0.8$ .
- $B$  para la Zona 3 es la dimensión horizontal mínima.  $B$  para las Zonas 1 y 2e es normal al ancho del edificio y normal al alero que define la Zona 2e.

FIGURA 30.3-2E Componentes y revestimiento [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos a cuatro aguas,  $7^\circ < \theta \leq 20^\circ$  (techo)

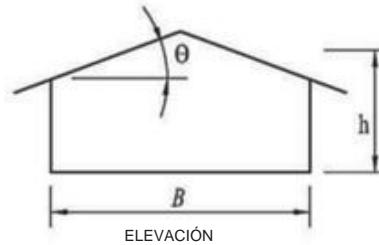
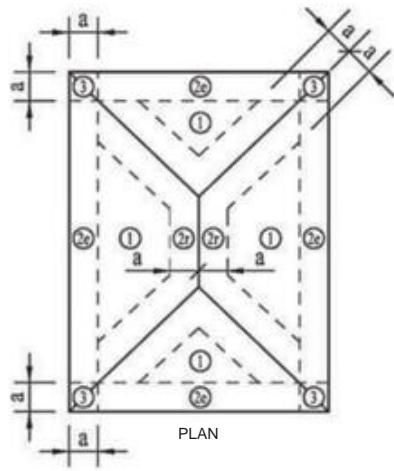
**diagramas****Notación a =**

10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima dimensión o 3 pies (0,9 m). Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del sobresalir. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna distancia saliente.  $h$  = Altura media del techo, en pies (m), excepto que la altura del alero se utilizará para  $\theta \leq 10^\circ$ .  
 $B$  = Dimensión horizontal del edificio medida normal a la dirección del viento, en pies (m).  $\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coefficientes de presión externa****notas**

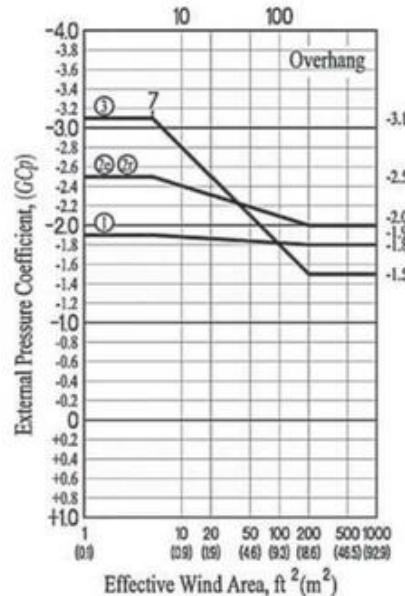
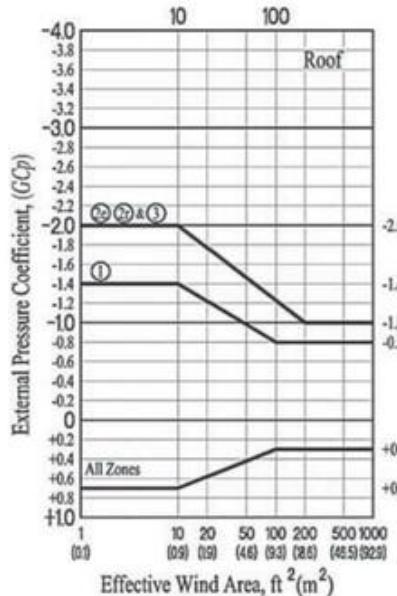
- La escala vertical denota  $(GC_p)$  para ser usado con  $qh$ .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en  $\text{ft}^2$  ( $\text{m}^2$ ).
- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
- Valores de  $(GC_p)$  para los voladizos del techo, incluya las contribuciones de presión de las superficies superior e inferior.
- Si existen voladizos, la dimensión horizontal menor del edificio no incluirá ninguna dimensión de voladizo, pero la distancia al borde,  $a$ , se medirá desde el borde exterior del voladizo.
- Interpolación de  $(GC_p)$  entre los dos valores  $h/B$  diferentes se requiere para  $0.5 < h/B < 0.8$ .
- $B$  para la Zona 3 es la dimensión horizontal más pequeña.  $B$  para las Zonas 1 y 2 es normal al ancho del edificio normal al aero que define la Zona 2e.

FIGURA 30.3-2F Componentes y revestimiento [ $h \leq 60$  pies ( $h \leq 18.3$  m]): Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos a cuatro aguas,  $7^\circ < \theta \leq 20^\circ$  (voladizo)

**diagramas****Notación a**

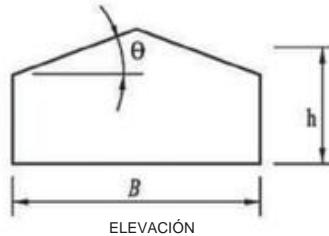
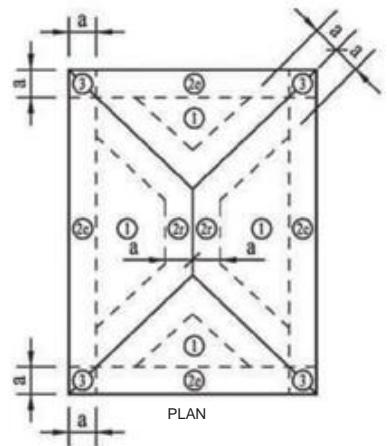
= 10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima dimensión o 3 pies (0,9 m). Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del sobresalir. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna distancia saliente.

*B* = Dimensión horizontal del edificio medida normal a la dirección del viento, en pies (m). *h* = Altura media del techo, en pies (m).  $\dot{\gamma}$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coeficientes de presión externa****notas**

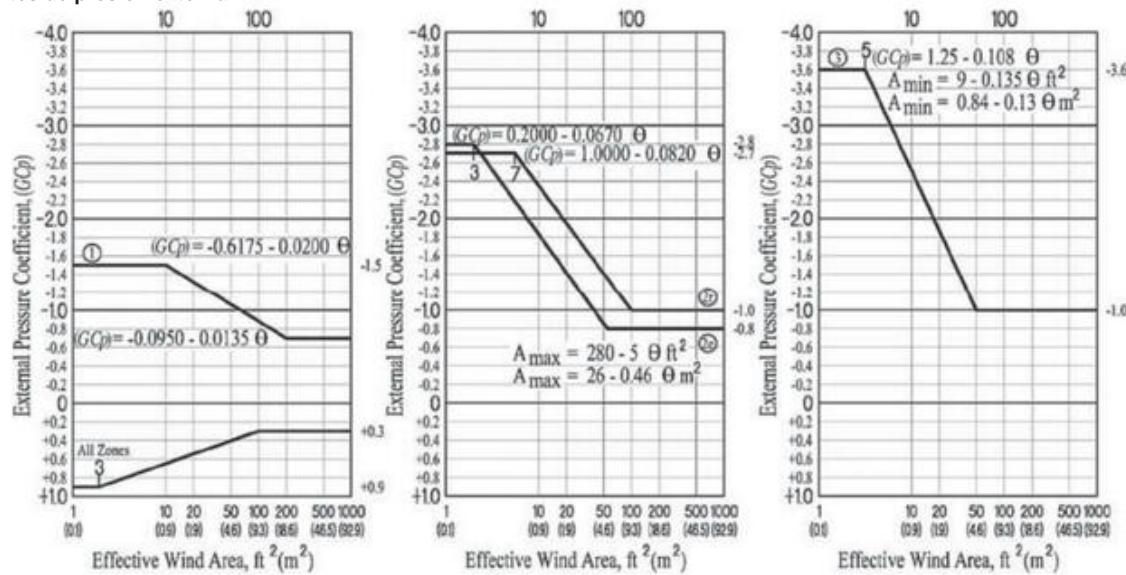
1. La escala vertical indica  $(GC_p)$ , que se utilizará con  $q_h$ .
2. La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en  $ft^2$  ( $m^2$ ).
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
5. Valores de  $(GC_p)$  para los voladizos del techo, incluya las contribuciones de presión de las superficies superior e inferior.
6. Si existen voladizos, la dimensión horizontal menor del edificio no incluirá ninguna dimensión de voladizo, pero la distancia al borde, *a*, se medirá desde el borde exterior del voladizo.

FIGURA 30.3-2G Componentes y revestimiento [h  $\geq$  60 pies (h  $\geq$  18,3 m)]: Coeficientes de presión externa,  $(GC_p)$ , para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos a cuatro aguas,  $20^\circ < \dot{\gamma} \leq 27^\circ$  (techo y voladizo)

**diagramas****Notación a =**

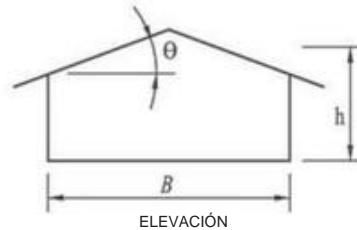
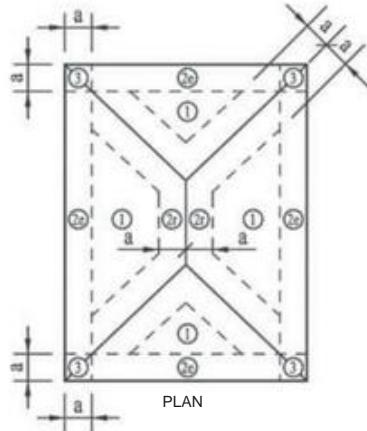
10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima dimensión o 3 pies (0,9 m). Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del sobresalir. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna distancia saliente.

*B* = Dimensión horizontal del edificio medida normal a la dirección del viento, en pies (m). *h* = Altura media del techo, en pies (m).  $\bar{\gamma}$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coeficientes de presión externa****notas**

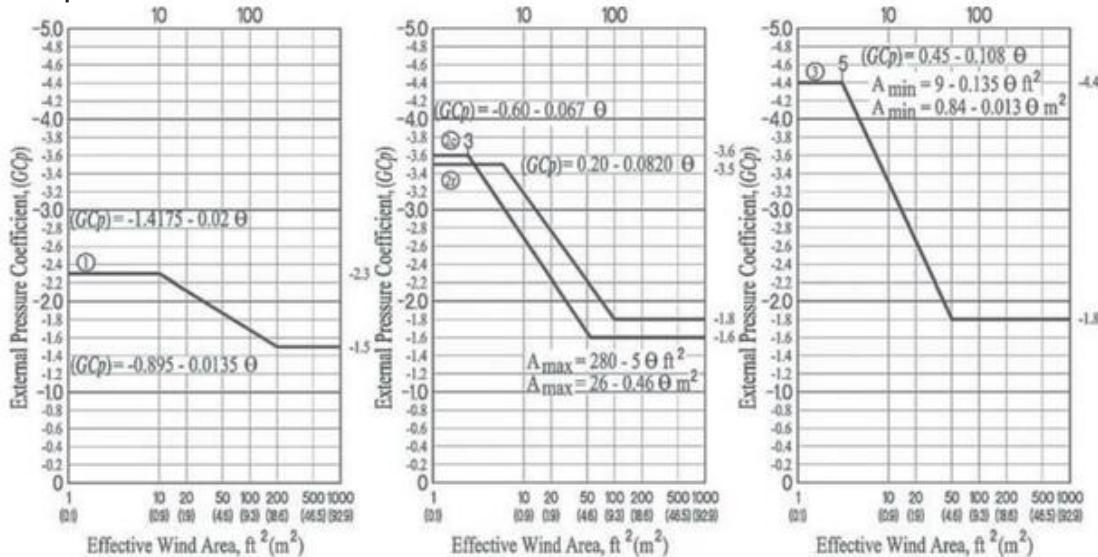
- La escala vertical denota  $(GCp)$  para ser usado con  $q_h$ .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en  $ft^2$  ( $m^2$ ).
- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
- Si existen voladizos, la dimensión horizontal menor del edificio no incluirá ninguna dimensión de voladizo, pero la distancia al borde, *a*, se medirá desde el borde exterior del voladizo.
- $A_{min}$  = el área tributaria mínima (es decir, las áreas menores que  $A_{min}$  deben usar el valor  $(GCp)$  para  $A_{min}$ ).
- $A_{max}$  = el área tributaria máxima (es decir, las áreas mayores que  $A_{max}$  deben usar el valor  $(GCp)$  para  $A_{max}$ ).
- $(GCp)$  valores dados para la pendiente del techo,  $\bar{\gamma} = 45^\circ$ ; para otras pendientes utilice las ecuaciones.

FIGURA 30.3-2H Componentes y revestimiento [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa,  $(GCp)$ , para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos a cuatro aguas,  $27^\circ < \bar{\gamma} \leq 45^\circ$  (techo)

**diagramas****Notación a =**

10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima dimensión o 3 pies (0,9 m). Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del sobresalir. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna distancia saliente.

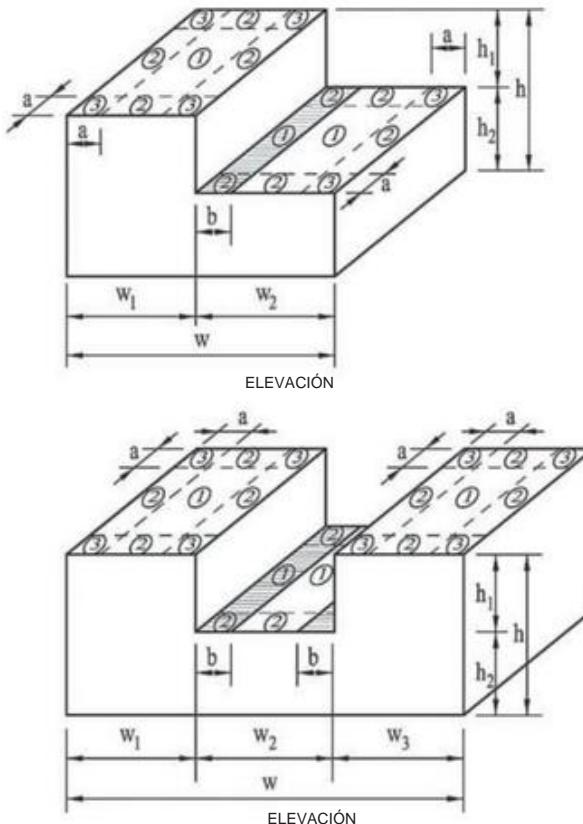
B = Dimensión horizontal del edificio medida normal a la dirección del viento, en pies (m). h = Altura media del techo, en pies (m).  $\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coefficientes de presión externa****notas**

1. La escala vertical denota  $(GCp)$  para usarse con  $q_h$ .
2. La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en  $\text{ft}^2$  ( $\text{m}^2$ ).
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
5. Los valores de  $(GCp)$  para los voladizos del techo incluyen las contribuciones de presión de las superficies superior e inferior.
6. Si existen voladizos, la dimensión horizontal menor del edificio no incluirá ninguna dimensión de voladizo, pero la distancia al borde, a, se medirá desde el borde exterior del voladizo.
7.  $A_{min}$  = el área tributaria mínima (es decir, las áreas menores que  $A_{min}$  deben usar el valor  $(GCp)$  para  $A_{min}$ ).
8.  $A_{max}$  = el área tributaria máxima (es decir, las áreas mayores que  $A_{max}$  deben usar el valor  $(GCp)$  para  $A_{max}$ ).
9.  $(GCp)$  valores dados para la pendiente del techo,  $\theta = 45^\circ$ ; para otras pendientes utilice las ecuaciones.

FIGURA 30.3-2I Componentes y revestimiento [h = 60 pies (h = 18,3 m)]: Coeficientes de presión externa,  $(GCp)$ , para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos a cuatro aguas,  $27^\circ < \theta \leq 45^\circ$  (voladizo)

## diagramas



### Notación a =

10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima dimensión o 3 pies (0,9 m). b =

$1,5h_1$ , pero no superior a 100 pies (30,5 m). h = Altura media del techo, en pies (m).

$h_{ola} = h_1 + h_2$ ;  $h = h_1 + h_2$ ;  $h_1 \geq 10$  pies (3,1 m);  $h_{ola}/h = 0,3$  a 0,7.

W = Ancho del edificio.

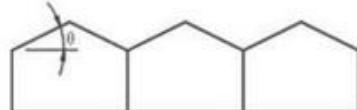
$W_i = W_1$  o  $W_2$  o  $W_3$  en la figura 30.3-1.  $W = W_1 + W_2$  o  $W_1 + W_2 + W_3$ ;  $W_i/W = 0,25$  a 0,75.

$\hat{\gamma}$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

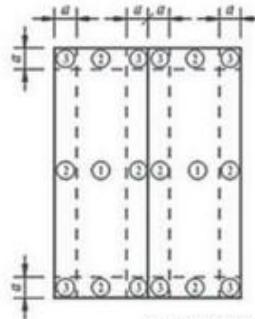
### notas

En el nivel inferior de los techos planos escalonados que se muestran aquí, se aplicarán las designaciones de zona y los coeficientes de presión que se muestran en la Fig. 30.3-2A, excepto que en la(s) intersección(es) del techo y la pared superior, la Zona 3 se tratará como Zona 2 y la Zona 2 se tratará como Zona 1. Se aplicarán valores positivos de ( $GC_p$ ) iguales a los de las paredes de la Fig. 30.3-1 en las áreas sombreadas que se muestran aquí.

FIGURA 30.3-3 Componentes y revestimiento [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos escalonados

**diagramas**

**ELEVATION OF BUILDING  
(2 or More Spans)**

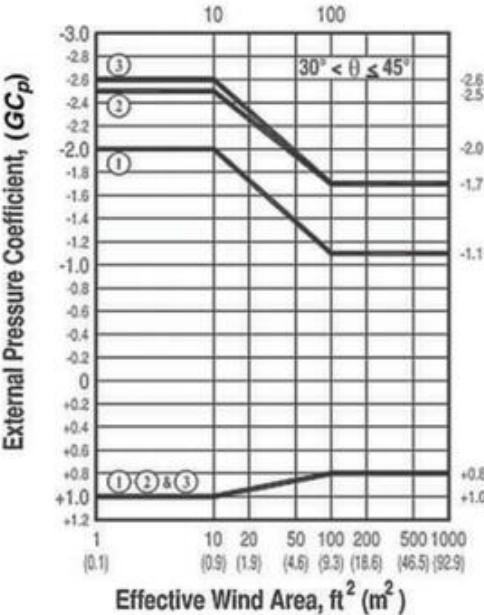
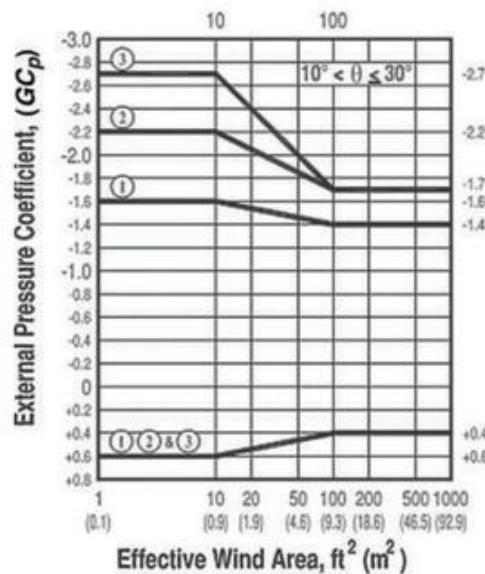


**PLAN AND ELEVATION OF  
A SINGLE SPAN MODULE**

**Notación**

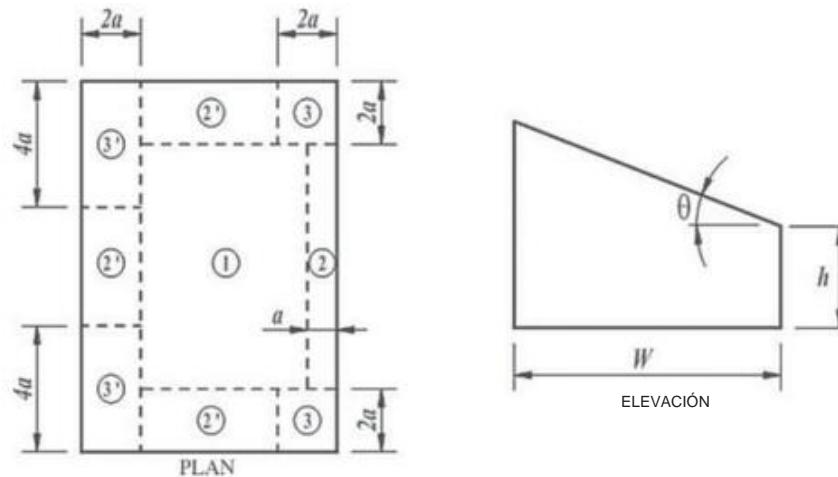
$a = 10\%$  de la dimensión horizontal mínima de un módulo de un solo vano o  $0,4h$ , lo que sea menor, pero no menos del  $4\%$  de la dimensión horizontal mínima de un módulo de un solo vano o 3 pies ( $0,9\text{ m}$ ).  $h$  = Altura media del techo, en pies (m), excepto que la altura del alero se utilizará para  $\theta \geq 10^\circ$ .

$W$  = Ancho del módulo de construcción, en pies (m).  $\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coeficientes de presión externa****notas**

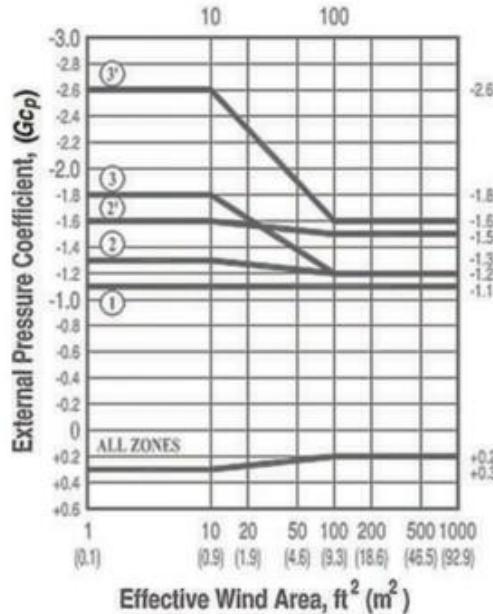
- La escala vertical denota  $(GC_p)$  para usarse con  $qh$ .
- La escala horizontal indica el área de viento efectiva  $A$ , en  $\text{ft}^2$  ( $\text{m}^2$ ).
- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
- Para  $\theta \geq 10^\circ$ , se deben usar los valores de  $(GC_p)$  de la figura 30.3-2A.

FIGURA 30.3-4 Componentes y revestimiento [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos a dos aguas de varios vanos

**diagramas****Notación**

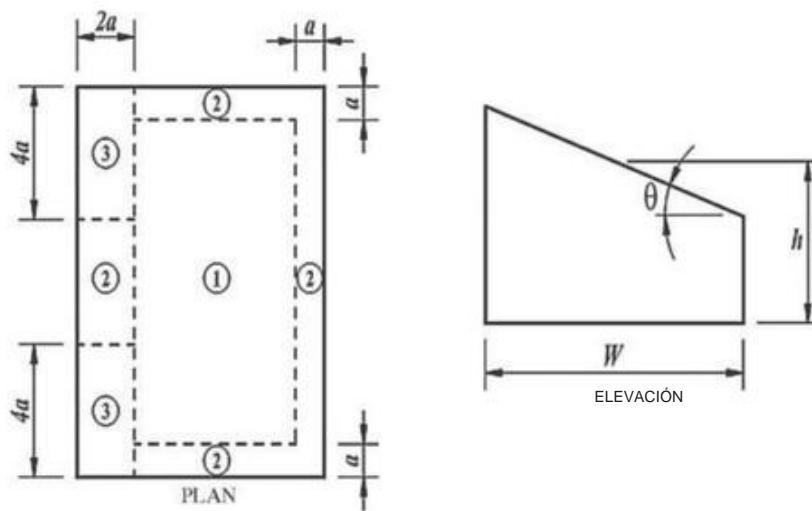
$a$  = 10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima o 0,9 m (3 pies).  $h$  = La altura del alero se utilizará para  $\theta \leq 10^\circ$ .

$W$  = Ancho del edificio, en pies  
(m).  $\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

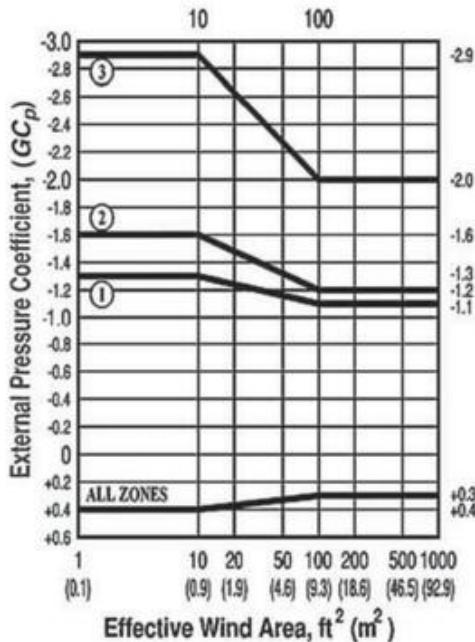
**Coeficientes de presión externa****notas**

1. La escala vertical denota ( $GC_p$ ) para usarse con  $qh$ .
2. La escala horizontal indica el área de viento efectiva  $A$ , en  $ft^2$  ( $m^2$ ).
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
5. Para  $\theta \geq 3^\circ$ , se deben usar los valores de ( $GC_p$ ) de la figura 30.3-2A.

FIGURA 30.3-5A Componentes y revestimiento [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos de una sola pendiente,  $3^\circ < \theta \leq 10^\circ$

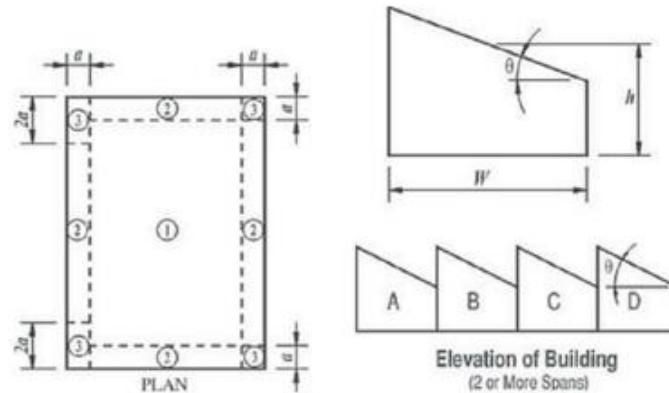
**diagramas****Notación a**

- = 10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima dimensión o 3 pies (0,9 m).  $h$
- = Altura media del techo, en pies (m).
- $W$  = Ancho del edificio, en pies (m).  $\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coeficientes de presión externa****notas**

1. La escala vertical denota ( $GC_p$ ) para usarse con  $qh$ .
2. La escala horizontal indica el área de viento efectiva  $A$ , en  $\text{ft}^2$  ( $\text{m}^2$ ).
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.

FIGURA 30.3-5B Componentes y revestimiento [ $h \approx 60$  pies ( $h \approx 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos de una sola pendiente,  $10^\circ < \theta \leq 30^\circ$

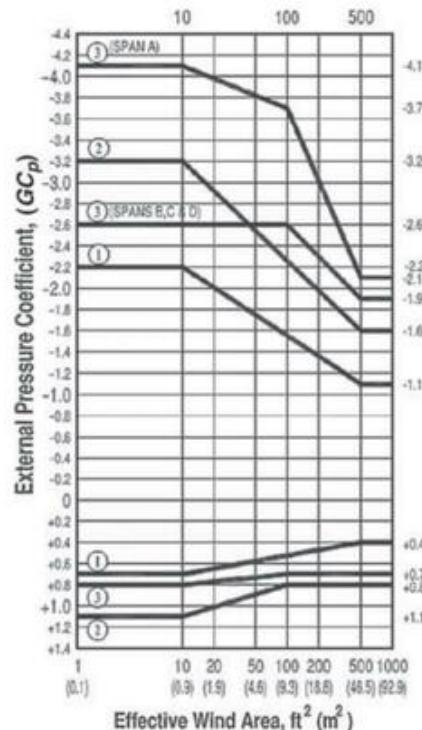
**diagramas****Notación a =**

10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima dimensión o 3 pies (0,9 m).

$h$  = Altura media del techo, en pies (m), excepto que la altura del alero se utilizará para  $\theta \geq 10^\circ$ .

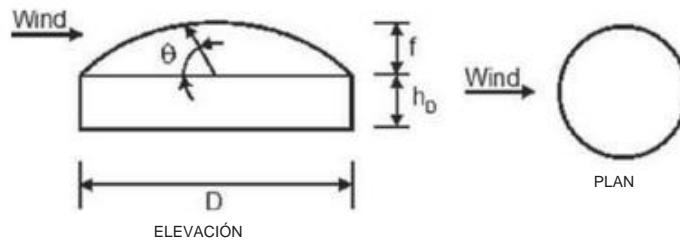
$W$  = Ancho del módulo de construcción, en

pies (m).  $\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coefficientes de presión externa****notas**

1. La escala vertical denota ( $GC_p$ ) para usarse con  $q_h$ .
2. La escala horizontal indica el área de viento efectiva  $A$ , en  $\text{ft}^2$  ( $\text{m}^2$ ).
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
5. Para  $\theta \geq 10^\circ$ , se deben usar los valores de ( $GC_p$ ) de la figura 30.3-2A.

FIGURA 30.3-6 Componentes y revestimiento [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para cerrado y parcialmente Edificios cerrados: techos de dientes de sierra

**Diagrama****Notación**

$f$  = Elevación del domo, en pies (m).  
 $D$  = Diámetro de una estructura o miembro circular, en pies (m).  $hD$  = Altura a la base del domo, en pies (m).  $\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coefficientes para cúpulas de base circular**

Externo Presión	Negativo Presiones	Positivo Presiones	Positivo Presiones
$\theta$ , grados 0–90 ( $GCp$ ) -0,9	0–60 +0,9	61–90 +0,5	

**notas**

- Los valores indican ( $GCp$ ) para ser usados con  $q(hD+f)$  donde  $hD + f$  es la altura en la parte superior de la cúpula.
- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- Cada componente se diseñará para las presiones máximas positiva y negativa.
- Los valores se aplican a 0  $\leq hD/D \leq 0,5$ , 0,2  $\leq f/D \leq 0,5$ .  $\theta = 0$  grados en la línea de resorte del domo,  $\theta = 90$  grados en el punto superior del centro del domo.  $f$  se mide desde la línea de resorte hasta arriba.

FIGURA 30.3-7 Componentes y Revestimiento (Todas las Alturas): Coeficientes de Presión Externa, ( $GCp$ ), para Cerrado y Parcialmente Cerrado Edificios y estructuras: techos abovedados

Tabla 30.4-1 Pasos para determinar las cargas de viento C&C para edificios cerrados  
Edificios de poca altura (método simplificado)

- Paso 1: Determinar la categoría de riesgo; consulte la Tabla 1.5-1.  
Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento,  $V$ , para la categoría de riesgo aplicable; ver artículos 26.5-1 y 26.5-2.  
Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:
  - Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7.
  - Factor topográfico,  $Kz$ ; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1.  
Paso 4: Ingrese la cifra para determinar las presiones del viento a  $h=30$  pies,  $pnet30$ ; ver Figura 30.4-1.  
Paso 5: Ingrese la figura para determinar el ajuste para la altura del edificio y exposición,  $\theta$ ; véase la figura 30.4-1.  
Paso 6: Determinar las presiones de viento ajustadas,  $pnet$ ; véase la ecuación. (30.4-1).

**PARTE 3: EDIFICIOS CON  $h > 60$  ft ( $h > 18,3$  m)**

Nota para el usuario: Use la Parte 3 del Capítulo 30 para determinar el viento presiones para C&C de cerrado y parcialmente cerrado edificios con  $h > 60$  pies (18,3 m) que tienen formas de techo como especificado en las cifras aplicables. Estas disposiciones se basan en el Procedimiento Direccional con presiones de viento calculadas de la ecuación especificada aplicable a cada edificio superficie.

**30.5 TIPOS DE EDIFICIOS**

Las disposiciones de la Sección 30.5 son aplicables a un recinto cerrado o edificio parcialmente cerrado con una altura media del techo  $h > 60$  pies ( $h < 18,3$  m) con cubierta plana, cubierta inclinada, cubierta a dos aguas, cubierta a cuatro aguas,

techo abuhardillado, techo arqueado o techo abovedado. Los pasos necesarios para la determinación de las cargas de viento en C&C para estos tipos de edificios se muestran en la Tabla 30.5-1.

**30.5.1 Condiciones.** Para la determinación del viento de diseño presiones sobre el C&C utilizando las disposiciones de la Sección 30.5.2, el se aplicarán las condiciones indicadas en la(s) figura(s) seleccionada(s) al edificio en consideración.

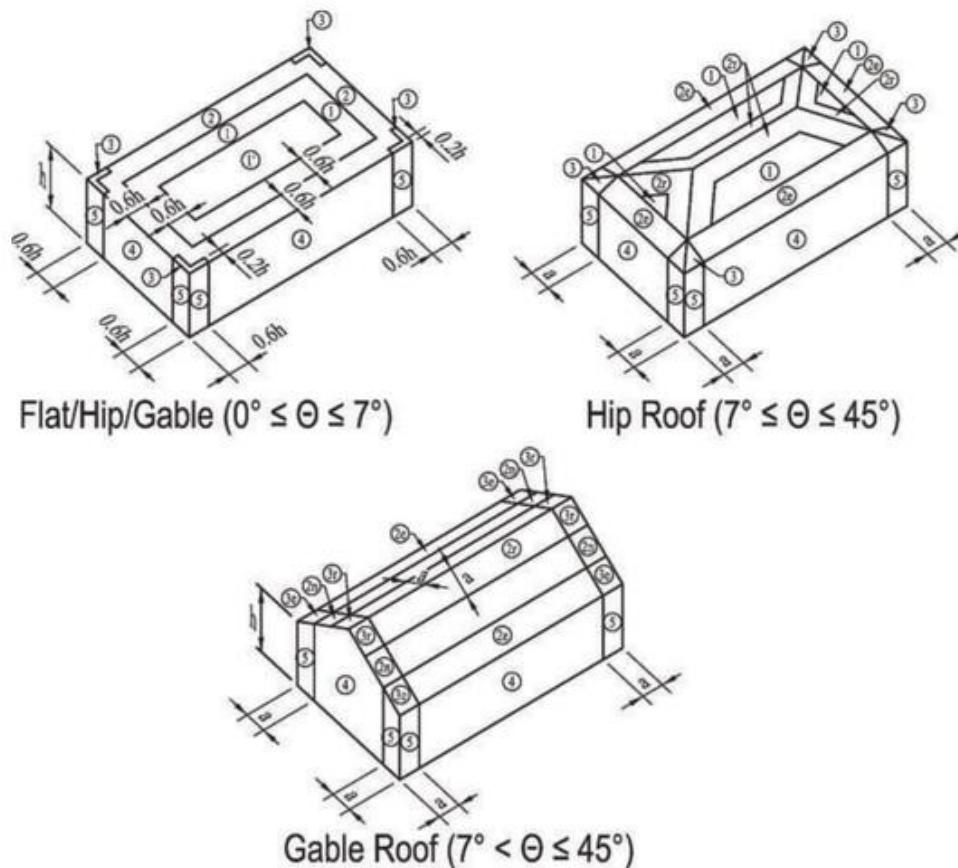
**30.5.2 Presiones de viento de diseño.** Presiones de diseño del viento sobre C&C para todos los edificios con  $h > 60$  pies ( $h < 18,3$  m) deben ser determinado a partir de la siguiente ecuación:

$$p = q \delta G C p \beta \circ q_i \delta G C p i \beta \delta b \beta f^2 \beta P \quad (30.5-1)$$

$$p = q \delta G C p \beta \circ q_i \delta G C p i \beta \delta N \beta m^2 \beta P \quad (30.5-1.si)$$

donde

- $q = qz$  para muros de barlovento calculados a la altura  $z$  por encima del terreno;
- $q = qh$  para paredes de sotavento, paredes laterales y techos evaluados en altura  $h$ ;
- $qi = qh$  para paredes de barlovento, paredes laterales, paredes de sotavento, y techos de edificios cerrados y para negativos evaluación de la presión interna en parcialmente cerrado edificios;
- $qz = qz$  para evaluación de presión interna positiva en forma parcial edificios cerrados donde la altura  $z$  se define como el nivel de la abertura más alta del edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para positivo interno evaluación de la presión, el  $qi$  puede evaluarse de forma conservadora a la altura  $h_0 q_i = qh P$ ;

**diagramas****Notación**

$a$  = 10 % de la dimensión horizontal mínima o 0,4 h, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima o 3 pies (0,9 m).

**Excepción:** Para edificios con  $\bar{\gamma} = 0^\circ$  a  $7^\circ$  y una dimensión horizontal mínima superior a 300 pies (90 m), la dimensión  $a$  debe limitarse hasta un máximo de 0,8 h.

$h$  = Altura media del techo, en pies (m), excepto que la altura del alero se utilizará para ángulos de techo  $<10^\circ$ .

$\bar{\gamma}$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Notas 1.**

Las presiones que se muestran se aplican normales a la superficie, para Exposición B, a  $h = 30$  pies (9,1 m). Ajuste a otras condiciones usando la ecuación. (30.4-1).

2. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.

3. Para techos a cuatro aguas con  $\bar{\gamma} \geq 25^\circ$ , la Zona 3 se tratará como Zona 2e y 2r.

4. Para áreas de viento efectivas entre las dadas, los valores pueden ser interpolados; de lo contrario, utilice el valor asociado con el menor área de viento efectiva.

5. Si existen voladizos, la dimensión horizontal menor del edificio no incluirá ninguna dimensión de voladizo, pero la distancia al borde,  $a$ , se medirá desde el borde exterior del voladizo.

**FIGURA 30.4-1 Componentes y revestimiento, Parte 2 [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: presiones de viento de diseño para Edificios: paredes y techos**

continúa

**Presión neta del viento de diseño,  $p_{net30}$ , en lb/ft<sup>2</sup> para exposición B a  $h = 30$  pies,  $V = 95\text{--}130$  mph**

Zona	Eficaz Área de viento (ft <sup>2</sup> )	Velocidad básica del viento (mph)							
		59	001	501	011	511	021	031	
4	10	16,2 –17,6	18,0 –19,5	19,8 –21,5	21,8 –23,6 23,8	–25,8 25,9 –28,1		30,4 –33,0	
	20	15,5 –16,9	17,2 –18,7	18,9 –20,6 20,8	–22,6 22,7 –24,7		24,7 –26,9 29,0	–31,6	
	50	14,5 –15,9	16,1 –17,6	17,8 –19,4 19,5	–21,3 21,3 –23,3		23,2 –25,4 27,2	–29,8	
	100	13,8 –15,2	15,3 –16,8	16,9 –18,5	18,5 –20,4 20,2	–22,2 22,0 –24,2 25,9 –28,4			
	5	10	16,2 –21,7	18,0 –24,1	19,8 –26,6 21,8	–29,1 23,8 –31,9 25,9 –34,7 30,4 –40,7			
	20	15,5 –20,3	17,2 –22,5	18,9 –24,8	20,8 –27,2 22,7	–29,7 24,7 –32,4 29,0 –38,0 19,5 –24,6 21,3 –26,9 23,2			
	50	14,5 –18,3	16,1 –20,3	17,8 –22,4	–29,3 27,2 –34,8				
	100	13,8 –16,9	15,3 –18,7	16,9 –20,6	18,5 –22,6 20,2	–24,7 22,0 –26,9 25,9 –31,6			
1	10	6,6 –25,9	7,3 –28,7	8,1 –31,6	8,9 –34,7	9,7 –37,9	10,5 –41,3	12,4 –48,4	
	20	6,2 –24,2	6,9 –26,8	7,6 –29,5	8,3 –32,4	9,1 –35,4	9,9 –38,5	11,6 –45,2	
	50	5,6 –21,9	6,3 –24,3	6,9 –26,8	7,6 –29,4 7,0	8,3 –32,1	9,0 –34,9 8,3	10,6 –41,0	
	100	5,2 –20,2	5,8 –22,4	6,4 –24,7	–27,1	7,7 –29,6	–32,2	9,8 –37,8	
	1y	10	6,6 –14,9	7,3 –16,5	8,1 –18,2	8,9 –19,9	9,7 –21,8	10,5 –23,7	12,4 –27,8
	20	6,2 –14,9	6,9 –16,5	7,6 –18,2	8,3 –19,9	9,1 –21,8	9,9 –23,7	11,6 –27,8	
	50	5,6 –14,9	6,3 –16,5	6,9 –18,2	7,6 –19,9	8,3 –21,8	9,0 –23,7	10,6 –27,8	
	100	5,2 –14,9	5,8 –16,5	6,4 –18,2	7,0 –19,9	7,7 –21,8	8,3 –23,7	9,8 –27,8	
	2	10	6,6 –34,1	7,3 –37,8	8,1 –41,7	8,9 –45,7	9,7 –50,0 9,1	10,5 –54,4	12,4 –63,9
	20	6,2 –31,9	6,9 –35,4 6,3	7,6 –39,0 6,9	8,3 –42,8	–46,8 8,3 –	9,9 –50,9 9,0	11,6 –59,8	
	50	5,6 –29,0	–32,2	–35,5	7,6 –38,9	42,5	–46,3	10,6 –54,4	
	100	5,2 –26,8	5,8 –29,7	6,4 –32,8	7,0 –36,0 8,9	7,7 –39,3	8,3 –42,8	9,8 –50,2	
	3	10	6,6 –46,5	7,3 –51,5 6,9	8,1 –56,8	–62,3 8,3 –	9,7 –68,1	10,5 –74,2	12,4 –87,1
	20	6,2 –42,1	–46,7	7,6 –51,4	56,5	9,1 –61,7	9,9 –67,2	11,6 –78,9	
	50	5,6 –36,3	6,3 –40,2 5,8	6,9 –44,4 6,4	7,6 –48,7 7,0	8,3 –53,2	9,0 –57,9 8,3	10,6 –68,0	
	100	5,2 –31,9	–35,4	–39,0	–42,8	7,7 –46,8	–50,9	9,8 –59,8	
2	1	10	9,8 –30,0	10,9 –33,2	12,0 –36,6	13,2 –40,2	14,4 –44,0	15,7 –47,9	18,4 –56,2
	20	8,9 –30,0	9,8 –33,2	10,8 –36,6	11,9 –40,2	13,0 –44,0	14,1 –47,9	16,6 –56,2	
	50	7,6 –18,2	8,4 –20,2	9,3 –22,3	10,2 –24,5	11,1 –26,7	12,1 –29,1	14,2 –34,2	
	100	6,6 –9,4	7,3 –10,4	8,1 –11,4	8,9 –12,5	9,7 –13,7	10,5 –14,9	12,4 –17,5	
	2e	10	9,8 –30,0	10,9 –33,2	12,0 –36,6	13,2 –40,2	14,4 –44,0	15,7 –47,9	18,4 –56,2
	20	8,9 –30,0	9,8 –33,2	10,8 –36,6	11,9 –40,2	13,0 –44,0	14,1 –47,9	16,6 –56,2	
	50	7,6 –18,2	8,4 –20,2	9,3 –22,3	10,2 –24,5	11,1 –26,7	12,1 –29,1	14,2 –34,2	
	100	6,6 –9,4	7,3 –10,4	8,1 –11,4	8,9 –12,5	9,7 –13,7	10,5 –14,9	12,4 –17,5	
	2n	10	9,8 –43,8	10,9 –48,5	12,0 –53,4	13,2 –58,7	14,4 –64,1	15,7 –69,8	18,4 –81,9
	20	8,9 –37,8	9,8 –41,9	10,8 –46,2	11,9 –50,7	13,0 –55,4	14,1 –60,4	16,6 –70,8	
	50	7,6 –30,0	8,4 –33,2	9,3 –36,6	10,2 –40,2	11,1 –44,0	12,1 –47,9	14,2 –56,2	
	100	6,6 –24,1	7,3 –26,7	8,1 –29,4	8,9 –32,3	9,7 –35,3	10,5 –38,4	12,4 –45,1	
	2r	10	9,8 –43,8	10,9 –48,5	12,0 –53,4	13,2 –58,7	14,4 –64,1	15,7 –69,8	18,4 –81,9
	20	8,9 –37,8	9,8 –41,9	10,8 –46,2	11,9 –50,7	13,0 –55,4	14,1 –60,4	16,6 –70,8	
	50	7,6 –30,0	8,4 –33,2	9,3 –36,6	10,2 –40,2	11,1 –44,0	12,1 –47,9	14,2 –56,2	
	100	6,6 –24,1	7,3 –26,7	8,1 –29,4	8,9 –32,3	9,7 –35,3	10,5 –38,4	12,4 –45,1	
	3e	10	9,8 –43,8	10,9 –48,5	12,0 –53,4	13,2 –58,7	14,4 –64,1	15,7 –69,8	18,4 –81,9
	20	8,9 –37,8	9,8 –41,9	10,8 –46,2	11,9 –50,7	13,0 –55,4	14,1 –60,4	16,6 –70,8	
	50	7,6 –30,0	8,4 –33,2	9,3 –36,6	10,2 –40,2	11,1 –44,0	12,1 –47,9	14,2 –56,2	
	100	6,6 –24,1	7,3 –26,7	8,1 –29,4	8,9 –32,3	9,7 –35,3	10,5 –38,4	12,4 –45,1	
	3r	10	9,8 –52,0	10,9 –57,6	12,0 –63,5	13,2 –69,7	14,4 –76,2	15,7 –83,0	18,4 –97,4
	20	8,9 –44,6	9,8 –49,4	10,8 –54,4	11,9 –59,7	13,0 –65,3	14,1 –71,1	16,6 –83,4	
	50	7,6 –34,7	8,4 –38,4	9,3 –42,4	10,2 –46,5	11,1 –50,8	12,1 –55,4	14,2 –65,0	
	100	6,6 –27,2	7,3 –30,2	8,1 –33,3	8,9 –36,5	9,7 –39,9	10,5 –43,5	12,4 –51,0	

Notas: Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente. Para áreas de viento efectivas entre las dadas arriba, la carga puede ser interpolada; de lo contrario, use la carga asociada con el área efectiva más baja. El sombreado gris indica que el valor final, incluidas todas las reducciones permitidas, utilizado en el diseño no debe ser inferior al requerido por la Sección 30.2.2.

Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m<sup>2</sup>.

FIGURA 30.4-1 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 2 [h ≤ 60 pies (h ≤ 18,3 m)]: presiones de viento de diseño para Edificios: paredes y techos

continúa

Presión neta del viento de diseño, pnet30, en lb/ft<sup>2</sup> para exposición B a *h* = 30 pies, V = 140–200 mph

Zona	Eficaz Viento Área (ft <sup>2</sup> )	Velocidad básica del viento (mph)						
		140	150	160	170	180	190	200
4	10	35,3 -38,2 40,5 -38,2 46,1 -50,0 52,0 -56,4 58,3 -63,2 64,9 -70,4 72,0 -78,1						
	20	33,7 -36,7 38,7 -36,7 44,0 -47,9 49,6 -54,1 55,7 -60,6 62,0 -67,5 68,7 -74,8						
	50	31,6 -34,6 36,2 -34,6 41,2 -45,1 46,6 -51,0 52,2 -57,1 58,1 -63,7 64,4 -70,5						
	100	30,0 -33,0 34,4 -33,0 39,2 -43,1 44,2 -48,6 49,6 -54,5 55,2 -60,7 61,2 -67,3 35,3 -47,2 40,5 -47,2 46,1 -61						7 52,0 -69,6 58,3
	5	-78,0 0,60,3 7 -8						
	20	33,7 -44,0 38,7 -44,0 44,0 -57,5 49,6 -64,9 55,7 -72,8 62,0 -81,1 68,7 -89,9						
	50	31,6 -39,8 36,2 -39,8 41,2 -52,0 46,6 -58,7 52,2 -65,8 58,1 -73,4 64,4 -81,3						
	100	30,0 -36,7 34,4 -36,7 39,2 -47,9 44,2 -54,1 49,6 -60,6 55,2 -67,5 61,2 -74,8						
	11	14,3 -56,2 16,5 -56,2 18,7 -73,4 21,1 -82,8 23,7 -92,9 26,4 -103,5 29,3 -114,6 13,4 -5,5 15,4 -52,5 17,6 -68,5 19,8 -7 24,4 22,2						
	1	27,7 24,8 -196,6 27,4 -107,1 12,3 -47,6 14,1 12,3 -47,6 14,1 -47,6 16,0 -0 7,1 -47,6 16,0 -62,1 18,1 -70,1 20,3 -78,6 22,6 -87,6						
1 1y	50	25,0 -97,1						
	100	11,4 -43,9 13,0 -43,9 14,8 -57,3 16,7 -64,7 18,8 -72,5 20,9 -80,8 23,2 -89,5						
	10	14,3 -32,3 16,5 -32,3 18,7 -42,1 21,1 -47,6 23,7 -53,3 26,4 -59,4 29,3 -65,9						
	20	13,4 -32,3 15,4 -32,3 17,6 -42,1 19,8 -47,6 22,2 -53,3 24,8 -59,4 27,4 -65,9						
	50	12,3 -32,3 14,1 -32,3 16,0 -42,1 18,1 -47,6 20,3 -53,3 22,6 -59,4 25,0 -65,9						
	100	11,4 -32,3 13,0 -32,3 14,8 -42,1 16,7 -47,6 18,8 -53,3 20,9 -59,4 23,2 -65,9						
	2	14,3 -74,1 16,5 -74,1 18,7 -96,8 21,1 -109,3 23,7 -122,5 26,4 -136,5 29,3 -151,2 13,4 -69,3 15,4 -69,3 17,6 -90,6 19,8 -102,2						
	20	22,2 -67,6 24,8 -127,7 27,4 -141,5 12,3 -63,0 14,5 -6 12,3 -63,0 14,1 -63,0 16,0 -0 14,1 -63,0 16,0 -82,3 18,1 -92,9 20,3 -104,2						
	50	22,6 -116,1 25,0 -128,7						
	100	11,4 -58,3 13,0 -58,3 14,8 -76,1 16,7 -85,9 18,8 -96,3 20,9 -107,3 23,2 -118,9						
3	10	14,3 -101,0 16,5 -101,0 18,7 -131,9 21,1 -148,9 23,7 -166,9 26,4 -186,0 29,3 -206,1 13,4 -91,5 15,4 -91,5 17,6 -119,5 19,8						
	20	-134,9 22,2 -151,2 24,8 -168,5 27,4 -186,7 12,3 -78,9 14,1 -78,9 16,0 -7 13 -78,9 14,1 -78,9 16,0 -103,0 18,1 -116,3 20,3 -130,4						
	50	22,6 -145,3 25,0 -161,0						
	100	11,4 -69,3 13,0 -69,3 14,8 -90,6 16,7 -102,2 18,8 -114,6 20,9 -127,7 23,2 -141,5						
1	1	21,4 -65,1 24,5 -65,1 27,9 -85,1 31,5 -96,0 35,3 -107,7 39,4 -120,0 43,6 -132,9						
	20	19,3 -65,1 22,1 -65,1 25,2 -85,1 28,4 -96,0 31,8 -107,7 35,5 -120,0 39,3 -132,9						
	50	16,5 -39,6 18,9 -39,6 21,5 -51,8 24,3 -58,4 27,2 -65,5 30,3 -73,0 33,6 -80,9						
	100	14,3 -20,3 16,5 -20,3 18,7 -26,5 21,1 -30,0 23,7 -33,6 26,4 -37,4 29,3 -41,5						
	2e	21,4 -65,1 24,5 -65,1 27,9 -85,1 31,5 -96,0 35,3 -107,7 39,4 -120,0 43,6 -132,9 19,3 -65,1 22,1 -65,1 25,2 -85,1 28,4 -96,0						
	20	31,8 -107,1 0,5 3,9,1 3,9,1 3,8,1 -105 3,9,1 3						
	50	16,5 -39,6 18,9 -39,6 21,5 -51,8 24,3 -58,4 27,2 -65,5 30,3 -73,0 33,6 -80,9						
	100	14,3 -20,3 16,5 -20,3 18,7 -26,5 21,1 -30,0 23,7 -33,6 26,4 -37,4 29,3 -41,5						
	2n	21,4 -95,0 24,5 -95,0 27,9 -124,1 31,5 -140,1 35,3 -157,1 39,4 -175,0 43,6 -193,9 19,3 -82,1 22,1 -82,1 25,2 -107,3 28,4 -121,1						
	20	31,8 -135,8 35,5 -151,3 39,3 -151,3 39,3 -167,7						
2n	50	16,5 -65,1 18,9 -65,1 21,5 -85,1 24,3 -96,0 27,2 -107,7 30,3 -120,0 33,6 -132,9						
	100	14,3 -52,3 16,5 -52,3 18,7 -68,3 21,1 -77,1 23,7 -86,4 26,4 -96,3 29,3 -106,7						
	2r	21,4 -95,0 24,5 -95,0 27,9 -124,1 31,5 -140,1 35,3 -157,1 39,4 -175,0 43,6 -193,9 19,3 -82,1 22,1 -82,1 25,2 -107,3 28,4 -121,1						
	20	31,8 -135,8 35,5 -151,3 39,3 -151,3 39,3 -167,7						
3e	50	16,5 -65,1 18,9 -65,1 21,5 -85,1 24,3 -96,0 27,2 -107,7 30,3 -120,0 33,6 -132,9						
	100	14,3 -52,3 16,5 -52,3 18,7 -68,3 21,1 -77,1 23,7 -86,4 26,4 -96,3 29,3 -106,7						
	3e	21,4 -95,0 24,5 -95,0 27,9 -124,1 31,5 -140,1 35,3 -157,1 39,4 -175,0 43,6 -193,9 19,3 -82,1 22,1 -82,1 25,2 -107,3 28,4 -121,1						
	20	19,3 -82,1 22,1 -82,1 25,2 -107,3 28,4 -121,1 31,8 -135,8 35,5 -151,3 39,3 -167,7						
3e	50	16,5 -65,1 18,9 -65,1 21,5 -85,1 24,3 -96,0 27,2 -107,7 30,3 -120,0 33,6 -132,9						
	100	14,3 -52,3 16,5 -52,3 18,7 -68,3 21,1 -77,1 23,7 -86,4 26,4 -96,3 29,3 -106,7						
	3r	21,4 -112,9 24,5 -112,9 27,9 -147,5 31,5 -166,5 35,3 -186,7 39,4 -208,0 43,6 -230,5						
	20	19,3 -96,8 22,1 -96,8 25,2 -126,4 28,4 -142,7 31,8 -159,9 35,5 -178,2 39,3 -197,5						
3r	50	16,5 -75,4 18,9 -75,4 21,5 -98,4 24,3 -111,1 27,2 -124,6 30,3 -138,8 33,6 -153,8						
	100	14,3 -59,2 16,5 -59,2 18,7 -77,3 21,1 -87,2 23,7 -97,8 26,4 -109,0 29,3 -120,7						

Notas: Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente. Para áreas de viento efectivas entre las dadas arriba, la carga puede ser interpolada; de lo contrario, use la carga asociada con el área efectiva más baja. El sombreado gris indica que el valor final, incluidas todas las reducciones permitidas, utilizado en el diseño no debe ser inferior al requerido por la Sección 30.2.2.

Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m<sup>2</sup>.

FIGURA 30.4-1 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 2 [h = 60 pies (h = 18,3 m)]: presiones de viento de diseño para Edificios: paredes y techos

continúa

Presión neta del viento de diseño, pnet30, en lb/ft<sup>2</sup> para exposición B a  $h = 30$  pies,  $V = 95\text{--}130$  mph

Zona	Eficaz Área de viento	Velocidad básica del viento (mph)						
		95	100	105	110	115	120	130
1	(pies <sup>2</sup> ) 10	9,8 -23,1 10,9 -25,6 12,0 -28,2	13,2 -31,0 14,4 -33,9 15,7 -36,9 18,4 -43,3	9,8 -23,1 10,9 -25,6 12,0 -28,2	13,2 -31,0 14,4 -33,9 15,7 -36,9 18,4 -43,3	9,8 -23,1 10,9 -25,6 12,0 -28,2	13,2 -31,0 14,4 -33,9 15,7 -36,9 18,4 -43,3	9,8 -23,1 10,9 -25,6 12,0 -28,2
1	20	8,9 -23,1	14,1 -36,9 13,6 -43					
1	50	7,6 -19,6	8,4 -21,7	9,3 -24,0 10,2 -26,3		11,1 -28,8	12,1 -31,3	14,2 -36,7
1	100	6,6 -17,0	7,3 -18,8	8,1 -20,7	8,9 -22,8	9,7 -24,9 10,5 -27,1		12,4 -31,8
2e	10	9,8 -23,1	10,9 -25,6 12,0 -28,2	13,2 -31,0 14,4 -33,9 15,7 -36,9 18,4 -43,3				
2e	20	8,9 -23,1	9,8 -25,6 10,8 -28,2	11,9 -31,0 13,0 -33,9 14,1 -36,9 16,6 -43,3				
2e	50	7,6 -19,6	8,4 -21,7	9,3 -24,0 10,2 -26,3		11,1 -28,8 12,1 -31,3 14,2 -36,7		
2e	100	6,6 -17,0	7,3 -18,8	8,1 -20,7	8,9 -22,8	9,7 -24,9 10,5 -27,1		12,4 -31,8
2n	10	9,8 -36,9 10,9 -40,9 12,0 -45,0	13,2 -49,4 14,4 -54,0 15,7 -58,8 18,4 -69,0					
2n	20	8,9 -32,3	9,8 -35,8 10,8 -39,5 11,9 -43,3			13,0 -47,3	14,1 -51,5 16,6 -60,5	
2n	50	7,6 -26,2	8,4 -29,1	9,3 -32,1 10,2 -35,2 11,1 -38,5			12,1 -41,9 14,2 -49,1	
2n	100	6,6 -21,7	7,3 -24,0	8,1 -26,5	8,9 -29,0	9,7 -31,7 10,5 -34,6 12,4 -40,6		
2r	10	9,8 -36,9 10,9 -40,9 12,0 -45,0	13,2 -49,4 14,4 -54,0 15,7 -58,8 18,4 -69,0					
2r	20	8,9 -32,3	9,8 -35,8 10,8 -39,5 11,9 -43,3			13,0 -47,3	14,1 -51,5 16,6 -60,5	
2r	50	7,6 -26,2	8,4 -29,1	9,3 -32,1 10,2 -35,2 11,1 -38,5			12,1 -41,9 14,2 -49,1	
2r	100	6,6 -21,7	7,3 -24,0	8,1 -26,5	8,9 -29,0	9,7 -31,7 10,5 -34,6 12,4 -40,6		
3e	10	9,8 -36,9 10,9 -40,9 12,0 -45,0	13,2 -49,4 14,4 -54,0 15,7 -58,8 18,4 -69,0					
3e	20	8,9 -32,3	9,8 -35,8 10,8 -39,5 11,9 -43,3			13,0 -47,3	14,1 -51,5 16,6 -60,5	
3e	50	7,6 -26,2	8,4 -29,1	9,3 -32,1 10,2 -35,2 11,1 -38,5			12,1 -41,9 14,2 -49,1	
3e	100	6,6 -21,7	7,3 -24,0	8,1 -26,5	8,9 -29,0	9,7 -31,7 10,5 -34,6 12,4 -40,6		
3r	10	9,8 -47,5 10,9 -52,6 12,0 -58,0	13,2 -63,7			14,4 -69,6 15,7 -75,8 18,4 -89,0		
3r	20	8,9 -38,8	9,8 -43,0 10,8 -47,4 11,9 -52,0	13,0 -56,8 14,1 -61,9 16,6 -72,6				
3r	50	7,6 -27,2	8,4 -30,2	9,3 -33,3 10,2 -36,5		11,1 -39,9 12,1 -43,5 14,2 -51,0		
3r	100	6,6 -27,2	7,3 -30,2	8,1 -33,3	8,9 -36,5	9,7 -39,9 10,5 -43,5 12,4 -51,0		
1	10	14,9 -27,2 16,5 -30,2 18,2 -33,3	19,9 -36,5 21,8 -39,9 23,7 -43,5 27,8 -51,0					
1	20	13,2 -23,1 14,6 -25,6 16,1 -28,2	17,7 -31,0 19,3 -33,9 21,1 -36,9 24,7 -43,3					
1	50	11,0 -17,6 12,2 -19,5 13,5 -21,5	14,8 -23,6 16,1 -25,8			17,6 -28,1	20,6 -33,0	
1	100	9,4 -13,5 10,4 -14,9 11,4 -16,5	12,5 -18,1		13,7 -19,8 14,9 -21,5 17,5 -25,2			
2e	10	14,9 -27,2 16,5 -30,2 18,2 -33,3	19,9 -36,5 21,8 -39,9 23,7 -43,5 27,8 -51,0					
2e	20	13,2 -23,1 14,6 -25,6 16,1 -28,2	17,7 -31,0 19,3 -33,9 21,1 -36,9 24,7 -43,3					
2e	50	11,0 -17,6 12,2 -19,5 13,5 -21,5	14,8 -23,6 16,1 -25,8			17,6 -28,1	20,6 -33,0	
2e	100	9,4 -13,5 10,4 -14,9 11,4 -16,5	12,5 -18,1		13,7 -19,8	14,9 -21,5 17,5 -25,2		
2n	10	14,9 -30,0 16,5 -33,2 18,2 -36,6	19,9 -40,2 21,8 -44,0 23,7 -47,9 27,8 -56,2					
2n	20	13,2 -26,8 14,6 -29,7 16,1 -32,8	17,7 -35,9 19,3 -39,3			21,1 -42,8 24,7 -50,2		
2n	50	11,0 -22,6 12,2 -25,0 13,5 -27,6	14,8 -30,3		16,1 -33,1	17,6 -36,1	20,6 -42,3	
2n	100	9,4 -19,4 10,4 -21,5 11,4 -23,7	12,5 -26,0 13,7 -28,5			14,9 -31,0 17,5 -36,4		
2r	10	14,9 -27,2 16,5 -30,2 18,2 -33,3	19,9 -36,5 21,8 -39,9 23,7 -43,5 27,8 -51,0					
2r	20	13,2 -23,1 14,6 -25,6 16,1 -28,2	17,7 -31,0 19,3 -33,9 21,1 -36,9 24,7 -43,3					
2r	50	11,0 -17,6 12,2 -19,5 13,5 -21,5	14,8 -23,6 16,1 -25,8			17,6 -28,1	20,6 -33,0	
2r	100	9,4 -13,5 10,4 -14,9 11,4 -16,5	12,5 -18,1		13,7 -19,8 14,9 -21,5 17,5 -25,2			
3e	10	14,9 -36,8 16,5 -40,8 18,2 -44,9	19,9 -49,3 21,8 -53,9 23,7 -58,7 27,8 -68,9					
3e	20	13,2 -32,6 14,6 -36,1 16,1 -39,8	17,7 -43,7 19,3 -47,8 21,1 -52,0 24,7 -61,0					
3e	50	11,0 -27,1 12,2 -30,0 13,5 -33,1	14,8 -36,3		16,1 -39,7 17,6 -43,2 20,6 -50,7			
3e	100	9,4 -22,9 10,4 -25,3 11,4 -27,9	12,5 -30,7		13,7 -33,5	14,9 -36,5 17,5 -42,8 14,9 -		
3r	10	30,0 16,5 -33,2 18,2 -36,6 19,9 -40,2 21,8 -44,0 23,7 -47,9 27,8 -56,2						
3r	20	13,2 -26,8 14,6 -29,7 16,1 -32,8	17,7 -35,9 19,3 -39,3			21,1 -42,8 24,7 -50,2		
3r	50	11,0 -22,6 12,2 -25,0 13,5 -27,6	14,8 -30,3		16,1 -33,1	17,6 -36,1	20,6 -42,3	
3r	100	9,4 -19,4 10,4 -21,5 11,4 -23,7	12,5 -26,0 13,7 -28,5			14,9 -31,0 17,5 -36,4		

Notas: Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente. Para áreas de viento efectivas entre las dadas arriba, la carga puede ser interpolada; de lo contrario, use la carga asociada con el área efectiva más baja. El sombreado gris indica que el valor final, incluidas todas las reducciones permitidas, utilizado en el diseño no debe ser inferior al requerido por la Sección 30.2.2. Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m<sup>2</sup>.

FIGURA 30.4-1 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 2 [h ≤ 60 pies (h ≤ 18,3 m)]: presiones de viento de diseño para Edificios: paredes y techos

continúa

Presión neta del viento de diseño, pnet30, en lb/ft<sup>2</sup> para exposición B a h = 30 pies, V = 140–200 mph

Zona	Eficaz Área de viento (ft <sup>2</sup> )	Velocidad básica del viento (mph)						
		041	051	061	071	081	091	002
1	10	21,4 -50,2 24,5 -57,6 27,9 -65,6 31,5 -74,0 35,3 -83,0 39,4 -92,5 43,6 -102,4						
1	20	19,3 -50,2 22,1 -57,6 25,2 -65,6 28,4 -74,0 31,8 -83,0 35,5 -92,5 39,3 -102,4						
1	50	16,5 -42,6 18,9 -48,9 21,5 -55,7 24,3 -62,8 27,2 -70,4 30,3 -78,5 33,6 -87,0						
1	100	14,3 -36,9 16,5 -42,3 18,7 -48,2 21,1 -54,4 23,7 -60,9 26,4 -67,9 29,3 -75,2						
2e	10	21,4 -50,2 24,5 -57,6 27,9 -65,6 31,5 -74,0 35,3 -83,0 39,4 -92,5 43,6 -102,4						
2e	20	19,3 -50,2 22,1 -57,6 25,2 -65,6 28,4 -74,0 31,8 -83,0 35,5 -92,5 39,3 -102,4						
2e	50	16,5 -42,6 18,9 -48,9 21,5 -55,7 24,3 -62,8 27,2 -70,4 30,3 -78,5 33,6 -87,0						
2e	100	14,3 -36,9 16,5 -42,3 18,7 -48,2 21,1 -54,4 23,7 -60,9 26,4 -67,9 29,3 -75,2						
2n	10	21,4 -80,1 24,5 -91,9 27,9 -104,6 31,5 -118,1 35,3 -132,4 39,4 -147,5 43,6 -163,4						
2n	20	19,3 -70,1 22,1 -80,5 25,2 -91,6 28,4 -103,4 31,8 -115,9 35,5 -129,2 39,3 -143,1						
2n	50	16,5 -57,0 18,9 -65,4 21,5 -74,4 24,3 -84,0 27,2 -94,2 30,3 -105,0 33,6 -116,3						
2n	100	14,3 -47,1 16,5 -54,0 18,7 -61,5 21,1 -69,4 23,7 -77,8 26,4 -86,7 29,3 -96,0						
2r	10	21,4 -80,1 24,5 -91,9 27,9 -104,6 31,5 -118,1 35,3 -132,4 39,4 -147,5 43,6 -163,4						
2r	20	19,3 -70,1 22,1 -80,5 25,2 -91,6 28,4 -103,4 31,8 -115,9 35,5 -129,2 39,3 -143,1						
2r	50	16,5 -57,0 18,9 -65,4 21,5 -74,4 24,3 -84,0 27,2 -94,2 30,3 -105,0 33,6 -116,3						
2r	100	69,4 23,7 -74 -906,8 26,7						
3e	10	21,4 -80,1 24,5 -91,9 27,9 -104,6 31,5 -118,1 35,3 -132,4 39,4 -147,5 43,6 -163,4						
3e	20	19,3 -70,1 22,1 -80,5 25,2 -91,6 28,4 -103,4 31,8 -115,9 35,5 -129,2 39,3 -143,1						
3e	50	16,5 -57,0 18,9 -65,4 21,5 -74,4 24,3 -84,0 27,2 -94,2 30,3 -105,0 33,6 -116,3						
3e	100	14,3 -47,1 16,5 -54,0 18,7 -61,5 21,1 -69,4 23,7 -77,8 26,4 -86,7 29,3 -96,0						
3r	10	21,4 -103,2 24,5 -118,5 27,9 -134,8 31,5 -152,2 35,3 -170,6 39,4 -190,1 43,6 -210,6						
3r	20	19,3 -84,2 22,1 -96,7 25,2 -110,0 28,4 -124,2 31,8 -139,2 35,5 -155,1 39,3 -171,9						
3r	50	16,5 -59,2 18,9 -67,9 21,5 -77,3 24,3 -87,2 27,2 -97,8 30,3 -109,0 33,6 -120,7						
3r	100	14,3 -59,2 16,5 -67,9 18,7 -77,3 21,1 -87,2 23,7 -97,8 26,4 -109,0 29,3 -120,7 32,3 -59,2 37,0 -67,9 42,1 -77,3 47,6 -87,2 53,3 -97,8 59,4 -109,0 65,9 -120,7						
1	10	87,2 53,3 -97,8 2,5 59,0						
1	20	28,7 -50,2 32,9 -57,6 37,4 -65,5 42,3 -74,0 47,4 -82,9 52,8 -92,4 53,5 -102,4						
1	50	23,9 -38,3 27,5 -43,9 31,2 -50,0 35,3 -56,4 39,5 -63,3 44,0 -70,5 43,8 -78,1						
1	100	20,3 -29,3 23,3 -33,6 26,5 -38,2 30,0 -43,2 33,6 -48,4 37,4 -53,9 41,5 -59,8						
2e	10	32,3 -59,2 37,0 -67,9 42,1 -77,3 47,6 -87,2 53,3 -97,8 59,4 -109,0 65,9 -120,7						
2e	20	28,7 -50,2 32,9 -57,6 37,4 -65,5 42,3 -74,0 47,4 -82,9 52,8 -92,4 53,5 -102,4						
2e	50	23,9 -38,3 27,5 -43,9 31,2 -50,0 35,3 -56,4 39,5 -63,3 44,0 -70,5 43,8 -78,1						
2e	100	20,3 -29,3 23,3 -33,6 26,5 -38,2 30,0 -43,2 33,6 -48,4 37,4 -53,9 41,5 -59,8						
2n	10	32,3 -65,1 37,0 -74,8 42,1 -85,1 47,6 -96,0 53,3 -107,7 59,4 -120,0 65,9 -132,9						
2n	20	28,7 -58,2 32,9 -66,8 37,4 -76,0 42,3 -85,9 47,4 -96,2 52,8 -107,2 58,5 -118,8						
2n	50	23,9 -49,1 27,5 -56,3 31,2 -64,1 35,3 -72,4 39,5 -81,1 44,0 -90,4 43,8 -100,2						
2n	100	20,3 -42,2 23,3 -48,4 26,5 -55,1 30,0 -62,2 33,6 -69,7 37,4 -77,7 41,5 -86,1						
2r	10	32,3 -59,2 37,0 -67,9 42,1 -77,3 47,6 -87,2 53,3 -97,8 59,4 -109,0 65,9 -120,7						
2r	20	28,7 -50,2 32,9 -57,6 37,4 -65,5 42,3 -74,0 47,4 -82,9 52,8 -92,4 53,5 -102,4						
2r	50	23,9 -38,3 27,5 -43,9 31,2 -50,0 35,3 -56,4 39,5 -63,3 44,0 -70,5 43,8 -78,1						
2r	100	20,3 -29,3 23,3 -33,6 26,5 -38,2 30,0 -43,2 33,6 -48,4 37,4 -53,9 41,5 -59,8						
3e	10	32,3 -79,9 37,0 -91,7 42,1 -104,3 47,6 -117,8 53,3 -132,0 59,4 -147,1 65,9 -163,0						
3e	20	28,7 -70,8 32,9 -81,3 37,4 -92,5 42,3 -104,4 47,4 -117,0 52,8 -130,4 58,5 -144,5 23,9 -58,8 27,5 -67,5 31,2 -76,8 35,3						
3e	50	-86,6 39,5 -9,9 48,1 48,4 -9,70 -10,1						
3e	100	20,3 -49,7 23,3 -57,0 26,5 -64,9 30,0 -73,2 33,6 -82,1 37,4 -91,5 41,5 -101,4						
3r	10	32,3 -65,1 37,0 -74,8 42,1 -85,1 47,6 -96,0 53,3 -107,7 59,4 -120,0 65,9 -132,9						
3r	20	28,7 -58,2 32,9 -66,8 37,4 -76,0 42,3 -85,9 47,4 -96,2 52,8 -107,2 58,5 -118,8						
3r	50	23,9 -49,1 27,5 -56,3 31,2 -64,1 35,3 -72,4 39,5 -81,1 44,0 -90,4 43,8 -100,2						
3r	100	20,3 -42,2 23,3 -48,4 26,5 -55,1 30,0 -62,2 33,6 -69,7 37,4 -77,7 41,5 -86,1						

Notas: Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente. Para áreas de viento efectivas entre las dadas arriba, la carga puede ser interpolada; de lo contrario, use la carga asociada con el área efectiva más baja. El sombreado gris indica que el valor final, incluidas todas las reducciones permitidas, utilizado en el diseño no debe ser inferior al requerido por la Sección 30.2.2. Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m<sup>2</sup>.

FIGURA 30.4-1 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 2 [h ≈ 60 pies (h ≈ 18,3 m)]: presiones de viento de diseño para Edificios: paredes y techos

continúa

Presión neta del viento de diseño, pnet30, en lb/ft<sup>2</sup> para exposición B a *h* = 30 pies, V = 95–130 mph

Zona	Eficaz Área de viento (ft <sup>2</sup> )	Velocidad básica del viento (mph)						
		59	001	501	011	511	021	031
1	10	12,1 -20,4 13,4 -22,6 14,8 -24,9	16,2 -27,3 17,7 -29,8 19,3 -32,5 22,7 -38,1					
	20	10,5 -20,4 11,6 -22,6 12,8 -24,9	14,0 -27,3 15,3 -29,8 16,7 -32,5 19,6 -38,1					
	50	8,3 -18,0	9,2 -20,0 10,1 -22,0 11,1 -24,1	12,1 -26,4 13,2 -28,7 15,5 -33,7				
	100	6,6 -16,2	7,3 -18,0	8,1 -19,8	8,9 -21,8	9,7 -23,8 10,5 -25,9 12,4 -30,4		
	2e	10	12,1 -27,2 13,4 -30,2 14,8 -33,3	16,2 -36,5 17,7 -39,9 19,3 -43,5 22,7 -51,0				
	2e	20	10,5 -25,0 11,6 -27,7 12,8 -30,6	14,0 -33,5 15,3 -36,7 16,7 -39,9 19,6 -46,8				
	2e	50	8,3 -22,1 6,6	9,2 -24,5 10,1 -27,0 11,1 -29,6	12,1 -32,3 13,2 -35,2 15,5 -41,3	8,9 -21,8 9,7 -23,8 10,5 -25,9 12,4 -37,2		
	2e	100	-19,8	7,3 -22,0	8,1 -24,2	12,1 -35,5 13,4 -39,9 14,6 -45,8	12,7 -56,6 22,7 -16,2 -16,6 22,7 -16,2 -40,6 +32,6 22,0	
	2r	10	11,6 -35,5 12,8 -39,1 14,0 -42,9	15,3 -46,9 16,7 -51,1 19,6 -59,9				
	2r	20						
	2r	50	8,3 -27,4	9,2 -30,3 10,1 -33,4 11,1 -36,7	12,1 -40,1 13,2 -43,7 15,5 -51,2			
	2r	100	6,6 -23,9	7,3 -26,4	8,1 -29,2	8,9 -32,0 9,7 -35,0 10,5 -38,1 12,4 -44,7		
	3	10	12,1 -27,2 13,4 -30,2 14,8 -33,3	16,2 -36,5 17,7 -39,9 19,3 -43,5 22,7 -51,0				
	3	20	10,5 -25,0 11,6 -27,7 12,8 -30,6	14,0 -33,5 15,3 -36,7 16,7 -39,9 19,6 -46,8				
	3	50	8,3 -22,1	9,2 -24,5 10,1 -27,0 11,1 -29,6	12,1 -32,3 13,2 -35,2 15,5 -41,3			
	3	100	6,6 -19,8	7,3 -22,0	8,1 -24,2	8,9 -26,6 9,7 -29,1 10,5 -31,7 12,4 -37,2		
1	1	10	12,1 -27,2 13,4 -30,2 14,8 -33,3	16,2 -36,5 17,7 -39,9 19,3 -43,5 22,7 -51,0				
	1	20	10,5 -27,2 11,6 -30,2 12,8 -33,3	14,0 -36,5 15,3 -39,9 16,7 -43,5 19,6 -51,0				
	1	50	8,3 -21,0	9,2 -23,2 10,1 -25,6 11,1 -28,1	12,1 -30,7 13,2 -33,5 15,5 -39,3			
	1	100	6,6 -16,2	7,3 -18,0	8,1 -19,8	8,9 -21,8 9,7 -23,8 10,5 -25,9 12,1 -38,2	13,4 -42,4 14,8	
	2e	10	-46,7 16,2 -51,3 17,7 -51,0 19,3	-6,5 0 22,7 -71,6	10,5 -34,4 11,6 -38,1 12,8 -42,1 14,0 -44,1 12,7 15,3 -50,5	11,2 8,6 -6,7 -5,3 -50,5		
	2e	20	16,7 -54,9 19,6 -64,5 9,2 -32,6	10,1 -35,9 11,1 -39,4 12,1 -43,1 13,2 -46,9 15,5 -55,0				
	2e	50	8,3 -29,4					
	2e	100	6,6 -25,6	7,3 -28,3	8,1 -31,2	8,9 -34,3	9,7 -37,5 10,5 -40,8 12,4 -47,9	
	2r	10	12,1 -35,5 13,4 -39,3 14,8 -43,4	16,2 -47,6 17,7 -52,0 19,3 -56,6 22,7 -66,5				
	2r	20	10,5 -32,0 11,6 -35,5 12,8 -39,1	14,0 -42,9 15,3 -46,9 16,7 -51,1 19,6 -59,9				
	2r	50	8,3 -27,4	9,2 -30,3 10,1 -33,4 11,1 -36,7	12,1 -40,1 13,2 -43,7 15,5 -51,2			
	2r	100	6,6 -23,9	7,3 -26,4	8,1 -29,2	8,9 -32,0 9,7 -35,0 10,5 -38,1 12,4 -44,7		
	3	10	12,1 -38,2 13,4 -42,4 14,8 -46,7	16,2 -51,3 17,7 -56,0 19,3 -61,0 22,7 -71,6				
	3	20	10,5 -34,4 11,6 -38,1 12,8 -42,1	14,0 -46,2 15,3 -50,5 16,7 -54,9 19,6 -64,5				
	3	50	8,3 -29,4	9,2 -32,6 10,1 -35,9 11,1 -39,4	12,1 -43,1 13,2 -46,9 15,5 -55,0			
	3	100	6,6 -25,6	7,3 -28,3	8,1 -31,2	8,9 -34,3	9,7 -37,5 10,5 -40,8 12,4 -47,9	
11	10	12,1 -21,7 13,4 -24,1 14,8 -26,6	16,2 -29,1 17,7 -31,9 19,3 -34,7 22,7 -40,7	10,5 -19,3 11,6 -21,3 12,8 -23,5 14,0 -25,8				
	20	15,3 -28,2 16,3 7 -3						
	50	8,3 -16,0 6,6	9,2 -17,7 10,1 -19,5 11,1 -21,4 12,1 -23,4 13,2 -25,5 15,5 -29,9 7,3 -14,9 8,9 -18,1 9,7 -19,8 10,5 -21,5					
	100	-13,5	12,4 -25,2 12,1 -30,8 011 316,532,3	4,8 -36,6 16,2 -40,2 17,7 -44,0 19,3 -47,9 22,7 -56,2 9,2 0,2 50,2 29,2 -25,0 10,1 -27,6 11,1 -30,3 12,1 -33,1				
	2e	10						
	2e	20	10,5 -26,8 11,6 -29,7 12,8 -32,8	14,0 -35,9 15,3 -39,3 16,7 -42,8 19,6 -50,2 9,2 -25,0	10,1 -27,6 11,1 -30,3 12,1 -33,1			
	2e	50	8,3 -22,6	13,2 -36,1 15,3 -42				
	2e	100	6,6 -19,4	7,3 -21,5	8,1 -23,7	8,9 -26,0 9,7 -28,5 10,5 -31,0 12,4 -36,4 12,1 -30,0 13,4 -33,2		
	2r	10	14,8 -36,6 16,2 -40,2 17,7 -44,0	19,3 -47,9 22,7 -56,2				
	2r	20	10,5 -26,8 11,6 -29,7 12,8 -32,8	14,0 -35,9 15,3 -39,3 16,7 -42,8 19,6 -50,2 9,2 -20,10,1 -27,6 11,1 -30,3 12,1 -33,1 13,2 -36,1				
	2r	50	8,3 -22,6	15,5 -42,3 7,3 -21,5 8,9 -26,0 9,5 8,9 -26,0 9,7 -28,5 10,5 -31,0 12,4 -36,4 12,1 -30,0 13,4 -33,2 14,8 -36,6				
	2r	100	6,6 -19,4	16,2 -40,2 17,7 -44,0 19,3 -47,9 22,7 -56,2 9,2 0,2 50,2 29,2 -25,0 10,1 -27,6 11,1 -30,3 12,1 -33,1 13,2 -36,6				
	3	10	12,1 -33,1 13,2 -36,1 15,5 -42,3	7,3 -21,5 8,9 -26,0 9,7 -28,5 10,5 -31,0 12,4 -36,4				
	3	20	8,3 -22,6 6,6					
	3	50	-19,4		8,1 -23,7			
	3	100						

Notas: Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente. Para áreas de viento efectivas entre las dadas arriba, la carga puede ser interpolada; de lo contrario, use la carga asociada con el área efectiva más baja. El sombreado gris indica que el valor final, incluidas todas las reducciones permitidas, utilizado en el diseño no debe ser inferior al requerido por la Sección 30.2.2.

Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m<sup>2</sup>.

FIGURA 30.4-1 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 2 [h = 60 pies (h = 18,3 m)]: presiones de viento de diseño para Edificios: paredes y techos

continúa

Presión neta del viento de diseño, pnet30, en lb/ft<sup>2</sup> para exposición B a h = 30 pies, V = 140–200 mph

Zona	Eficaz Área de viento (ft <sup>2</sup> )	Velocidad básica del viento (mph)						
		041	051	061	071	081	091	002
1	10	26,3 -44,2 30,2 -50,8 34,3 -57,8 38,8 -65,2 43,5 -73,1 48,4 -81,5 53,7 -90,2						
1	20	22,7 -44,2 26,1 -50,8 29,6 -57,8 33,5 -65,2 37,5 -73,1 41,8 -81,5 46,3 -90,2						
1	50	17,9 -39,1 20,6 -44,9 23,4 -51,1 26,5 -57,7 29,7 -64,7 33,0 -72,1 36,6 -79,8						
1	100	14,3 -35,3 16,5 -40,5 18,7 -46,1 21,1 -52,0 23,7 -58,3 26,4 -64,9 29,3 -72,0						
2e	10	26,3 -59,2 30,2 -67,9 34,3 -77,3 38,8 -87,2 43,5 -97,8 48,4 -109,0 53,7 -120,7 22,7 -54,3 26,1 -62,4 29,6 -71,0 33,5 -80,1						
2e	20	37,5 -89,1 -10,8 41,1						
2e	50	17,9 -47,9 20,6 -55,0 23,4 -62,6 26,5 -70,7 29,7 -79,2 33,0 -88,3 36,6 -97,8 14,3 -4,1 16,5 -49,5 18,7 -56,3 21,1 -7 26,5 23,7						
2e	100	-7 29,3 -87,9 26,4 26,3 -87,9 26,3 -77,1 30,2 -8,3 -7 34,3 30,2 -8,3 34,3 -100,7 38,8 -113,7 43,5 -127,4 48,4 -142,0 53,7 -157,3						
2r	10	22,7 -157,3 22,7 -69,5 26,1 -79,8 29,6 -55,0 37,8 33,5 -9 41,8 -128,0 46,3 -141,8 17,9 -59,4 20,6 -20,6 -6 26,2 23,4 -7,6 26,6 23,4 -7						
2r	20	29,6 26,5 -87,6 29,7 29,5 -87,6 29,7 -98,2 33,0 23,0 +109,5 36,6 -121,3 14,3 -51,8 16,5 -59,5 18,7 -67,7 21,1 -76,4 23,7 -						
2r	50	85,7 26,4 -95,5 29,3 -105,8						
2r	100							
3e	10	26,3 -59,2 30,2 -67,9 34,3 -77,3 38,8 -87,2 43,5 -97,8 48,4 -109,0 53,7 -120,7						
3e	20	22,7 -54,3 26,1 -62,4 29,6 -71,0 33,5 -80,1 37,5 -89,8 41,8 -100,1 46,3 -110,9						
3e	50	17,9 -47,9 20,6 -55,0 23,4 -62,6 26,5 -70,7 29,7 -79,2 33,0 -88,3 36,6 -97,8						
3e	100	14,3 -43,1 16,5 -49,5 18,7 -56,3 21,1 -63,5 23,7 -71,2 26,4 -79,4 29,3 -87,9						
1	10	26,3 -59,2 30,2 -67,9 34,3 -77,3 38,8 -87,2 43,5 -97,8 48,4 -109,0 53,7 -120,7						
1	20	22,7 -59,2 26,1 -67,9 29,6 -77,3 33,5 -87,2 37,5 -97,8 41,8 -109,0 46,3 -120,7						
1	50	17,9 -45,6 20,6 -52,3 23,4 -59,5 26,5 -67,2 29,7 -75,3 33,0 -83,9 36,6 -93,0						
1	100	14,3 -35,3 16,5 -40,5 18,7 -46,1 21,1 -52,0 23,7 -58,3 26,4 -64,9 29,3 -72,0						
2e	10	26,3 -83,1 30,2 -95,4 34,3 -108,5 38,8 -122,5 43,5 -137,3 48,4 -153,0 53,7 -169,5						
2e	20	22,7 -74,8 26,1 -85,8 29,6 -97,7 33,5 -110,2 37,5 -123,6 41,8 -137,7 46,3 -152,6						
2e	50	17,9 -63,8 20,6 -73,2 23,4 -83,3 26,5 -94,1 29,7 -105,5 33,0 -117,5 36,6 -130,2						
2e	100	14,3 -55,5 16,5 -63,7 18,7 -72,5 21,1 -81,8 23,7 -91,8 26,4 -102,2 29,3 -113,3						
2r	10	26,3 -77,1 30,2 -88,5 34,3 -100,7 38,8 -113,7 43,5 -127,4 48,4 -142,0 53,7 -157,3						
2r	20	22,7 -69,5 26,1 -79,8 29,6 -90,8 33,5 -102,5 37,5 -114,9 41,8 -128,0 46,3 -141,8						
2r	50	17,9 -59,4 20,6 -68,2 23,4 -77,6 26,5 -87,6 29,7 -98,2 33,0 -109,5 36,6 -121,3						
2r	100	14,3 -51,8 16,5 -59,5 18,7 -67,7 21,1 -76,4 23,7 -85,7 26,4 -95,5 29,3 -105,8						
3e	10	26,3 -83,1 30,2 -95,4 34,3 -108,5 38,8 -122,5 43,5 -137,3 48,4 -153,0 53,7 -169,5						
3e	20	22,7 -74,8 26,1 -85,8 29,6 -97,7 33,5 -110,2 37,5 -123,6 41,8 -137,7 46,3 -152,6						
3e	50	17,9 -63,8 20,6 -73,2 23,4 -83,3 26,5 -94,1 29,7 -105,5 33,0 -117,5 36,6 -130,2						
3e	100	14,3 -55,5 16,5 -63,7 18,7 -72,5 21,1 -81,8 23,7 -91,8 26,4 -102,2 29,3 -113,3						
1	10	26,3 -47,2 30,2 -54,2 34,3 -61,7 38,8 -69,6 43,5 -78,0 48,4 -87,0 53,7 -96,3						
1	20	22,7 -41,8 26,1 -48,0 29,6 -54,6 33,5 -61,7 37,5 -69,1 41,8 -77,0 46,3 -85,3 17,9 -34,7 20,6 -39,8 23,4 -45,3 26,5 -51,1						
11	50	29,7 -57,3 3,8 -90 3 -6						
1	100	14,3 -29,3 16,5 -33,6 18,7 -38,2 21,1 -43,2 23,7 -48,4 26,4 -53,9 29,3 -59,8 26,3 -65,1 30,2 -74,8 34,3 -85,1 38,8 -96,0						
12e	10	43,5 -107,7 209,4 -53,7 48,0						
2e	20	22,7 -58,2 26,1 -66,8 29,6 -76,0 33,5 -85,9 37,5 -96,2 41,8 -107,2 46,3 -118,8 17,9 -49,1 20,6 -56,3 23,4 -64,1 26,5 -72,4						
2e	50	29,7 -83,06,1 2 -3,4						
2e	100	14,3 -42,2 16,5 -48,4 18,7 -55,1 21,1 -62,2 23,7 -69,7 26,4 -77,7 29,3 -86,1						
2r	10	-107,7 48,4 -120,0 53,7 -132,9 22,7 -58,2 26,9 -66,8 29,2 26,1 -66,8 29,6 -76,0 33,5 -85,9 37,5 -96,2 41,8 -107,2 46,3 -118,8						
2r	20	17,9 -49,1 20,6 -56,3 23,4 -64,1 26,5 -72,4 29,7 -4,1 33,0 -90,4 36,6 -100,2 14,3 -4 18,2 16,2 -4,4 18,7 -2-5,1 21,1 -62,2 23,1						
2r	50	21,1 -62,2 23,7 -69,7 26,4 23,7 -69,7 26,4 -77,7 29,3 -86,1						
2r	100							
3e	10	26,3 -65,1 30,2 -74,8 34,3 -85,1 38,8 -96,0 43,5 -107,7 48,4 -120,0 53,7 -132,9 22,7 -58,2 26,1 -66,8 29,6 -76,0 33,5 -						
3e	20	85,9 37,5 -96,4 -10,2 41,2						
3e	50	17,9 -49,1 20,6 -56,3 23,4 -64,1 26,5 -72,4 29,7 -81,1 33,0 -90,4 36,6 -100,2						
3e	100	14,3 -42,2 16,5 -48,4 18,7 -55,1 21,1 -62,2 23,7 -69,7 26,4 -77,7 29,3 -86,1						

Notas: Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente. Para áreas de viento efectivas entre las dadas arriba, la carga puede ser interpolada; de lo contrario, use la carga asociada con el área efectiva más baja. El sombreado gris indica que el valor final, incluidas todas las reducciones permitidas, utilizado en el diseño no debe ser inferior al requerido por la Sección 30.2.2.

Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m<sup>2</sup>.

FIGURA 30.4-1 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 2 [h ≈ 60 pies (h ≈ 18,3 m)]: presiones de viento de diseño para Edificios: paredes y techos

continúa

Presión neta del viento de diseño, pnet30, en lb/ft<sup>2</sup> para exposición B a h = 30 pies, V = 95–200 mph

Zona	Eficaz Área de viento (ft <sup>2</sup> )	Velocidad básica del viento (mph)						
		95	100	105	110	115	120	130
1	10	11,5 -23,1 12,7 -25,6 14,0 -28,2	15,4 -31,0 16,8 -33,9 18,3 -36,9 21,5 -43,3					
	20	10,0 -20,6 11,1 -22,8 12,2 -25,1	13,4 -27,6 14,7 -30,1 16,0 -32,8 18,7 -38,5					
	50	8,1 -17,2	8,9 -19,1	9,9 -21,0 10,8 -23,1 11,8 -25,2	12,9 -27,4 15,1 -32,2			
	100	6,6 -14,7	7,3 -16,2	8,1 -17,9	8,9 -19,6 9,7 -21,5 10,5 -23,4 12,4 -27,4			
2e	10	11,5 -27,6 12,7 -30,6 14,0 -33,8	15,4 -37,1 16,8 -40,5 18,3 -44,1 21,5 -51,8					
	20	10,0 -21,9 11,1 -24,2 12,2 -26,7	13,4 -29,3 14,7 -32,1 16,0 -34,9 18,7 -41,0 9,9 -17,4 10,8 -19,1 11,8 -20,9 12,9 -22,8 15,1					
	50	8,1 -14,3 6,6	8,9 -15,8 7,3	-26,7 8,1 -16,5 8,9 -18,1 9,7 -19,8 10,5 -21,5 12,4 -25,2				
	100	-13,5	-14,9					
2r	10	11,5 -37,6 12,7 -41,6 14,0 -45,9	15,4 -50,4 16,8 -55,0 18,3 -59,9 21,5 -70,3					
	20	10,0 -31,1 11,1 -34,5 12,2 -38,0	13,4 -41,7 14,7 -45,6 16,0 -49,7 18,7 -58,3					
	50	8,1 -22,7	8,9 -25,1	9,9 -27,7 10,8 -30,4 11,8 -33,2	12,9 -36,1 15,1 -42,4			
	100	6,6 -16,2	7,3 -18,0	8,1 -19,8	8,9 -21,8	9,7 -23,8 10,5 -25,9 12,4 -30,4		
3	10	11,5 -36,7 12,7 -40,7 14,0 -44,8	15,4 -49,2 16,8 -53,8 18,3 -58,6 21,5 -68,7					
	20	10,0 -27,9 11,1 -30,9 12,2 -34,1	13,4 -37,4 14,7 -40,9 16,0 -44,5 18,7 -52,2 9,9 -19,8 10,8 -21,8 11,8 -28,8 12,9 -25,9					
	50	8,1 -16,2	8,9 -18,0	15,1 -30,4				
	100	6,6 -16,2	7,3 -18,0	8,1 -19,8	8,9 -21,8	9,7 -23,8 10,5 -25,9 12,4 -30,4		

Zona	Área de viento efectivo	Velocidad básica del viento (mph)						
		041	051	061	071	081	091	002
1	(pies <sup>2</sup> ) 10	24,9 -50,2 28,6 -57,6 32,5 -65,6	36,7 -74,0 41,2 -83,0 45,9 -92,5 50,8 -102,4					
	20	21,7 -44,7 24,9 -51,3 28,4 -58,3 32,0 -65,9 35,9 -73,8 40,0 -82,3 44,3 -91,2 17,5 -37,4 20,1 -8 25,8 -5,1 -8 22,8 -55,2 29,0 -61,8						
	50	32,3 -2,3 35,8 -76,2 14,3 -3,8,8 16,5 -36,5 18,7 -41,6 21,1 -46,9 23,7 -52,6 26,4 -58,6 29,3 -64,9						
	100							
2e	10	24,9 -60,0 28,6 -68,9 32,5 -78,4	36,7 -88,5 41,2 -99,2 45,9 -110,5 50,8 -122,5					
	20	21,7 -47,5 24,9 -54,6 28,4 -62,1 32,0 -70,1 35,9 -78,6 40,0 -87,5 44,3 -97,0						
	50	17,5 -31,0 20,1 -35,6 22,9 -40,5 25,8 -45,7 29,0 -51,2 32,3 -57,1 35,8 -63,3						
	100	14,3 -29,3 16,5 -33,6 18,7 -38,2 21,1 -43,2 23,7 -48,4 26,4 -53,9 29,3 -59,8						
2r	10	24,9 -81,6 28,6 -93,6 32,5 -106,5 36,7 -120,3 41,2 -150,8 45,9 -150,2 50,8 -15,5 21,7 -67,6 24,9 -77,6 28,4 -88,3 32,0 -4 -7						
	20	35,9 -111,8 40,0 -124,6 44,3 -138,0 17,5 -49,2 20,1 -56,5 22,2 20,1 -56,5 22,9 -64,3 25,8 -72,5 29,0 -81,3 32,3 -90,6 35,8 -						
	50	100,4						
	100	14,3 -35,3 16,5 -40,5 18,7 -46,1 21,1 -52,0 23,7 -58,3 26,4 -64,9 29,3 -72,0						
3e	10	24,9 -79,7 28,6 -91,5 32,5 -104,1	36,7 -117,5 41,2 -131,7 45,9 -146,8 50,8 -162,7					
	20	21,7 -60,6 24,9 -69,5 28,4 -79,1 32,0 -89,3 35,9 -100,1 40,0 -111,5 44,3 -123,6						
	50	17,5 -35,3 20,1 -40,5 22,9 -46,1 25,8 -52,0 29,0 -58,3 32,3 -64,9 35,8 -72,0						
	100	14,3 -35,3 16,5 -40,5 18,7 -46,1 21,1 -52,0 23,7 -58,3 26,4 -64,9 29,3 -72,0						

Notas: Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente. Para áreas de viento efectivas entre las dadas arriba, la carga puede ser interpolada; de lo contrario, use la carga asociada con el área efectiva más baja. El sombreado gris indica que el valor final, incluidas todas las reducciones permitidas, utilizado en el diseño no debe ser inferior al requerido por la Sección 30.2.2.

Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m<sup>2</sup>.

FIGURA 30.4-1 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 2 [h = 60 pies (h = 18,3 m)]: presiones de viento de diseño para Edificios: paredes y techos

continúa

Presión neta del viento de diseño para voladizo del techo, pnet30, en  $h = 30$  pies,  $V = 95\text{--}200$  mph

Zona	Eficaz Área de viento (ft <sup>2</sup> )	Velocidad del viento (mph)													
		59	001	002	091	081	071	061	051	041	031	021	511	011	501
1 y 1y	10	-23,4	-25,9	-28,6	-31,4	-34,3	-37,3	-43,8	-50,8	-58,3	-66,3	-74,9	-84,0	-93,6	-103,7
	20	-23,0	-25,5	-28,1	-30,8	-33,7	-36,7	-43,0	-49,9	-57,3	-65,2	-73,6	-82,5	-91,9	-101,8
	50	-22,4	-24,9	-27,4	-30,1	-32,9	-35,8	-42,0	-48,7	-55,9	-63,6	-71,8	-80,5	-89,7	-99,4
	100	-22,0	-24,4	-26,9	-29,5	-32,3	-35,1	-41,2	-47,8	-54,9	-62,4	-70,5	-79,0	-88,1	-97,6
2	10	-31,6	-35,1	-38,7	-42,4	-46,4	-50,5	-59,3	-68,7	-78,9	-89,8	-101,3	-113,6	-126,6	-140,3
	20	-28,7	-31,8	-35,1	-38,5	-42,1	-45,8	-53,8	-62,4	-71,6	-81,5	-92,0	-103,1	-114,9	-127,3
	50	-24,9	-27,5	-30,4	-33,3	-36,4	-39,7	-46,5	-54,0	-62,0	-70,5	-79,6	-89,2	-99,4	-110,1
	100	-21,9	-24,3	-26,8	-29,4	-32,1	-35,0	-41,1	-47,6	-54,7	-62,2	-70,2	-78,7	-87,7	-97,2
3	10	95,6	-109,8	-124,09	-141	-158,1	-176,1	-195,1							
	20	-38,9	-43,1	-47,5	-52,2	-57,0	-62,1	-72,9	-84,5	-97,0	-110,4	-124,6	-139,7	-155,6	-172,4
	50	-32,1	-35,6	-39,3	-43,1	-47,1	-51,3	-60,2	-69,8	-80,1	-91,2	-102,9	-115,4	-128,6	-142,5
	100	-27,0	-29,9	-33,0	-36,2	-39,6	-43,1	-50,6	-58,7	-67,4	-76,6	-86,5	-97,0	-108,1	-119,8
1	10	-34,4	-38,1	-42,0	-46,1	-50,4	-54,9	-64,4	-74,7	-85,8	-97,6	-110,1	-123,5	-137,6	-152,4
	20	-34,4	-38,1	-42,0	-46,1	-50,4	-54,9	-64,4	-74,7	-85,8	-97,6	-110,1	-123,5	-137,6	-152,4
	50	55,7	-64,6	-74,1	-85,4	-9	-106,8	-119,0	-131,8						
	100	-26,2	-29,1	-32,0	-35,2	-38,4	-41,8	-49,1	-56,9	-65,4	-74,4	-84,0	-94,1	-104,9	-116,2
2e	10	-34,4	-38,1	-42,0	-46,1	-50,4	-54,9	-64,4	-74,7	-85,8	-97,6	-110,1	-123,5	-137,6	-152,4
	20	-34,4	-38,1	-42,0	-46,1	-50,4	-54,9	-64,4	-74,7	-85,8	-97,6	-110,1	-123,5	-137,6	-152,4
	50	-29,7	-33,0	-36,3	-39,9	-43,6	-47,5	-55,7	-64,6	-74,1	-84,4	-95,2	-106,8	-119,0	-131,8
	100	49,1	-56,9	-65,4	-70,4	-84	-94,1	-104,9	-116,2	-128,2	-133,4	-148,8	-164,6	-170,6	-186,8
2n	10	192,6	-213,4												
	20	-41,9	-46,5	-51,2	-56,2	-61,5	-66,9	-78,5	-91,1	-104,6	-119,0	-134,3	-150,6	-167,8	-185,9
	50	-33,7	-37,4	-41,2	-45,2	-49,4	-53,8	-63,2	-73,3	-84,1	-95,7	-108,0	-121,1	-134,9	-149,5
	100	-27,5	-30,5	-33,6	-36,9	-40,3	-43,9	-51,5	-59,8	-68,6	-78,1	-88,1	-98,8	-110,1	-122,0
2r	10	-48,2	-53,4	-58,8	-64,6	-70,6	-76,8	-90,2	-104,6	-120,1	-136,6	-154,2	-172,9	-192,6	-213,4
	20	-41,9	-46,5	-51,2	-56,2	-61,5	-66,9	-78,5	-91,1	-104,6	-119,0	-134,3	-150,6	-167,8	-185,9
	50	63,2	-73,3	-84,1	-80,07	-121,1	-134,9	-149,5							
	100	-27,5	-30,5	-33,6	-36,9	-40,3	-43,9	-51,5	-59,8	-68,6	-78,1	-88,1	-98,8	-110,1	-122,0
3e	10	-56,4	-62,5	-68,9	-75,6	-82,7	-90,0	-105,6	-122,5	-140,6	-160,0	-180,6	-202,5	-225,6	-250,0
	20	-48,7	-54,0	-59,5	-65,3	-71,4	-77,7	-91,2	-105,8	-121,4	-138,2	-156,0	-174,9	-194,8	-215,9
	50	-38,5	-42,7	-47,1	-51,6	-56,5	-61,5	-72,1	-83,7	-96,0	-109,3	-123,4	-138,3	-154,1	-170,7
	100	-30,8	-34,2	-37,7	-41,3	-45,2	-49,2	-57,7	-66,9	-76,8	-87,4	-98,7	-110,6	-123,3	-136,6
3r	10	123,7	-143,4	-164,3	-18,7	-237,1	-264,2	-292,7							
	20	-55,7	-61,7	-68,0	-74,7	-81,6	-88,9	-104,3	-120,9	-138,8	-158,0	-178,3	-199,9	-222,7	-246,8
	50	-42,0	-46,5	-51,3	-56,3	-61,5	-67,0	-78,6	-91,2	-104,7	-119,1	-134,5	-150,8	-168,0	-186,1
	100	-31,6	-35,1	-38,7	-42,4	-46,4	-50,5	-59,3	-68,7	-78,9	-89,8	-101,3	-113,6	-126,6	-140,3

Nota: Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente. Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m.

FIGURA 30.4-1 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 2 [h = 60 pies (h = 18,3 m)]: presiones de viento de diseño para Edificios: paredes y techos

continúa

Presión neta del viento de diseño para voladizo del techo, pnet30, en  $h = 30$  pies,  $V = 95\text{--}200$  mph

Zona	Eficaz Área de viento (ft <sup>2</sup> ) 10	Velocidad del viento (mph)																				
		59	001	501	011 071	-5115	-30,62	133,6	-88,9	-40,041	3,9	-055	-59,806	18,6	-78,1	081	002 091					
1		-88,1	-98,8	-110,1	-122,0																	
1	20	-27,5	-30,5	-33,6	-36,9	-40,3	-43,9	-51,5	-59,8	-68,6	-78,1	-88,1	-98,8	-110,1	-122,0							
1	50	-26,6	-29,5	-32,5	-35,6	-39,0	-42,4	-49,8	-57,7	-66,3	-75,4	-85,1	-95,4	-106,3	-117,8							
1	100	-25,9	-28,7	-31,6	-34,7	-37,9	-41,3	-48,5	-56,2	-64,5	-73,4	-82,9	-92,9	-103,5	-114,7	-127,5	-130,5	-133,6	-136,9	-140,3	-143,9	
2e	10	51,5	-59,8	-68,6	-78,1	-88,1	-98,8	-110,1	-122,0	-127,5	-130,5	-133,6	-136,9	-140,3	-143,9	-151,5	-159,8	-168,6	-178,1	-188,1	-193,8	
2e	20	110,1	122,0	-26,5	-29,3	-32,3	-35,5	-38,8	-42,2	-47,5	-55	-66,0	-75,1	-84,7	-95,0	-105,9	-117,3	-125,7	-128,4	-131,4	-134,4	-137,6
2e	50	-41,0	-48,1	-55,7	-64,0	-72,8	-82,2	-92,2	-102,7	-113,8	-141,3	-145,7	-150,4	-150,5	-153,6	-165,9	-177,3	-189,6	-192,9	-197,1	-132,2	
2e	100	148,2	-165,1	-182,9																		
2n	10																					
2n	20	-38,5	-42,6	-47,0	-51,6	-56,4	-61,4	-72,0	-83,5	-95,9	-109,1	-123,2	-138,1	-153,8	-170,5							
2n	50	-34,7	-38,5	-42,4	-46,6	-50,9	-55,4	-65,0	-75,4	-86,6	-98,5	-111,2	-124,7	-138,9	-153,9							
2n	100	-31,9	-35,4	-39,0	-42,8	-46,8	-50,9	-59,8	-69,3	-79,6	-90,5	-102,2	-114,6	-127,7	-141,5							
2r	10	-41,3	-45,7	-50,4	-55,3	-60,5	-65,9	-77,3	-89,6	-102,9	-117,1	-132,2	-148,2	-165,1	-182,9							
2r	20	-38,5	-42,6	-47,0	-51,6	-56,4	-61,4	-72,0	-83,5	-95,9	-109,1	-123,2	-138,1	-153,8	-170,5							
2r	50	-34,7	-38,5	-42,4	-46,6	-50,9	-55,4	-65,0	-75,4	-86,6	-98,5	-111,2	-124,7	-138,9	-153,9							
2r	100	-31,9	-35,4	-39,0	-42,8	-46,8	-50,9	-59,8	-69,3	-79,6	-90,5	-102,2	-114,6	-127,7	-141,5							
3e	10	-49,5	-54,9	-60,5	-66,4	-72,6	-79,0	-92,7	-107,6	-123,5	-140,5	-158,6	-177,8	-198,1	-219,5							
3e	20	-41,7	-46,2	-50,9	-55,9	-61,0	-66,5	-78,0	-90,5	-103,9	-118,2	-133,4	-149,6	-166,6	-184,6							
3e	50	-31,3	-34,6	-38,2	-41,9	-45,8	-49,9	-58,5	-67,9	-77,9	-88,7	-100,1	-112,2	-125,0	-138,5							
3e	100	-23,4	-25,9	-28,6	-31,4	-34,3	-37,3	-43,8	-50,8	-58,3	-66,3	-74,9	-84,0	-93,6	-103,7							
3r	10	-57,4	-63,6	-70,1	-76,9	-84,1	-91,5	-107,4	-124,6	-143,0	-162,7	-183,7	-206,0	-229,5	-254,3							
3r	20	-47,5	-52,6	-58,0	-63,7	-69,6	-75,8	-88,9	-103,1	-118,4	-134,7	-152,0	-170,4	-189,9	-210,4							
3r	50	-34,4	-38,1	-42,0	-46,1	-50,4	-54,9	-64,4	-74,7	-85,8	-97,6	-110,1	-123,5	-137,6	-152,4							
3r	100	-34,4	-38,1	-42,0	-46,1	-50,4	-54,9	-64,4	-74,7	-85,8	-97,6	-110,1	-123,5	-137,6	-152,4							
1	10	-30,3	-33,5	-37,0	-40,6	-44,4	-48,3	-56,7	-65,7	-75,5	-85,9	-96,9	-108,7	-121,1	-134,2							
1	20	-28,2	-31,2	-34,4	-37,8	-41,3	-45,0	-52,8	-61,2	-70,3	-80,0	-90,3	-101,2	-112,8	-125,0							
1	50	-25,5	-28,2	-31,1	-34,1	-37,3	-40,6	-47,7	-55,3	-63,5	-72,2	-81,5	-91,4	-101,8	-112,8							
1	100	-23,4	-25,9	-28,6	-31,4	-34,3	-37,3	-43,8	-50,8	-58,3	-66,3	-74,9	-84,0	-93,6	-103,7							
2e	10	-30,3	-33,5	-37,0	-40,6	-44,4	-48,3	-56,7	-65,7	-75,5	-85,9	-96,9	-108,7	-121,1	-134,2							
2e	20	-28,2	-31,2	-34,4	-37,8	-41,3	-45,0	-52,8	-61,2	-70,3	-80,0	-90,3	-101,2	-112,8	-125,0							
2e	50	-25,5	-28,2	-31,1	-34,1	-37,3	-40,6	-47,7	-55,3	-63,5	-72,2	-81,5	-91,4	-101,8	-112,8							
2e	100	-23,4	-25,9	-28,6	-31,4	-34,3	-37,3	-43,8	-50,8	-58,3	-66,3	-74,9	-84,0	-93,6	-103,7							
2n	10	-38,5	-42,7	-47,1	-51,6	-56,5	-61,5	-72,1	-83,7	-96,0	-109,3	-123,4	-138,3	-154,1	-170,7							
2n	20	-35,3	-39,2	-43,2	-47,4	-51,8	-56,4	-66,2	-76,8	-88,1	-100,2	-113,2	-126,9	-141,4	-156,6							
2n	50	-31,1	-34,5	-38,0	-41,7	-45,6	-49,7	-58,3	-67,6	-77,6	-88,3	-99,7	-111,8	-124,5	-138,0	-147,9	-157,5	-161,0	-164,6			
2n	100	52,3	-60,7	-69,7	-75,3	-89	-100,3	-111,8	-123,9	-130,3	-133,5	-137,0	-140,6	-144,4	-148,3	-156,7	-165,7	-175,5	-185,9	-196,9	-108,7	
2r	10	121,1	-134,2	-28,2	-31,2	-34,4	-37,8	-41,3	-45,0	-52,8	-70,3	-80,0	-90,3	-101,2	-112,8	-125,0	-125,5	-128,2	-131,1	-134,1	-137,3	
2r	20	40,6	-47,7	-55,3	-63,5	-72,2	-81,5	-91,4	-101,8	-112,8	-23,4	-25,9	-28,6	-34,3,4	-34,3,4	-34,3,4	-34,3,4	-37,3	-43,8	-50,8	-58,3	-66,3
2r	50	-74,9	-84,0	-93,6	-103,7	-45,3	-50,2	-55,4	-60,8	-66,4	-72,3	-84,8	-98,4	-113,0	-128,5	-145,1	-162,7	-181,2	-200,8	-211,2	-211,2	
2r	100	50,2	-55,1	-60,3	-65,6	-77,0	-89,3	-102,5	-116,7	-131,7	-147,6	-164,5	-182,3									
3e	10																					
3e	20																					
3e	50	-35,6	-39,4	-43,5	-47,7	-52,2	-56,8	-66,6	-77,3	-88,7	-101,0	-114,0	-127,8	-142,4	-157,7							
3e	100	-31,4	-34,8	-38,4	-42,1	-46,0	-50,1	-58,8	-68,2	-78,3	-89,1	-100,6	-112,7	-125,6	-139,2							
3r	10	-38,5	-42,7	-47,1	-51,6	-56,5	-61,5	-72,1	-83,7	-96,0	-109,3	-123,4	-138,3	-154,1	-170,7							
3r	20	-35,3	-39,2	-43,2	-47,4	-51,8	-56,4	-66,2	-76,8	-88,1	-100,2	-113,2	-126,9	-141,4	-156,6							
3r	50	-31,1	-34,5	-38,0	-41,7	-45,6	-49,7	-58,3	-67,6	-77,6	-88,3	-99,7	-111,8	-124,5	-138,0							
3r	100	-27,9	-31,0	-34,1	-37,5	-41,0	-44,6	-52,3	-60,7	-69,7	-79,3	-89,5	-100,3	-111,8	-123,9							

Nota: Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.

Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m<sup>2</sup>FIGURA 30.4-1 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 2 [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: presiones de viento de diseño para Edificios: paredes y techos

continúa

Presión neta del viento de diseño para voladizo del techo, pnet30, en  $h = 30$  pies,  $V = 95\text{--}200$  mph

Zona	Eficaz Área de viento (ft <sup>2</sup> )	Velocidad del viento (mph)																				
		59	001	501	011	511	021	031	041	051	061	071	081	091	002							
1	10	-24,8	-27,4	-30,3	-33,2	-36,3	-39,5	-46,4	-53,8	-61,7	-70,2	-79,3	-88,9	-99,1	-109,8							
1	20	-25,6	-28,4	-31,3	-34,3	-37,5	-40,8	-47,9	-55,6	-63,8	-72,6	-82,0	-91,9	-102,4	-113,4	-26,7	-29,6	-32,6	-35,8	-39,1	-42,6	-50,0
1	50	-58,0	-66,5	-75,7	-85,5	-95,8	-106,8	-118,3														
1	100	-27,5	-30,5	-33,6	-36,9	-40,3	-43,9	-51,5	-59,8	-68,6	-78,1	-88,1	-98,8	-110,1	-122,0							
2e	10	-31,6	-35,1	-38,7	-42,4	-46,4	-50,5	-59,3	-68,7	-78,9	-89,8	-101,3	-113,6	-126,6	-140,3	-31,0	-34,4	-37,9	-41,6	-45,4	-49,5	-
2e	20	58,1	-67,3	-77,3	-89,0	-9	-111,3	-124,0	-137,4													
2e	50	-30,2	-33,4	-36,9	-40,4	-44,2	-48,1	-56,5	-65,5	-75,2	-85,6	-96,6	-108,3	-120,7	-133,7							
2e	100	-29,5	-32,7	-36,1	-39,6	-43,3	-47,1	-55,3	-64,1	-73,6	-83,8	-94,6	-106,0	-118,1	-130,9	-39,9	-44,2	-48,7	-53,5	-58,5	-63,7	-
2r	10	74,7	-86,7	-99,5	-113,82	-123,82	-143,2	-159,6	-176,8													
2r	20	-38,0	-42,1	-46,4	-50,9	-55,7	-60,6	-71,1	-82,5	-94,7	-107,8	-121,7	-136,4	-152,0	-168,4							
2r	50	-35,5	-39,3	-43,3	-47,5	-52,0	-56,6	-66,4	-77,0	-88,4	-100,6	-113,6	-127,3	-141,9	-157,2	-33,6	-37,2	-41,0	-45,0	-49,2	-53,5	-
2r	100	62,8	-72,9	-83,7	-107,42	-120,5	-134,2	-148,7														
3	10	-39,9	-44,2	-48,7	-53,5	-58,5	-63,7	-74,7	-86,7	-99,5	-113,2	-127,8	-143,2	-159,6	-176,8							
3	20	-35,8	-39,6	-43,7	-47,9	-52,4	-57,1	-67,0	-77,7	-89,2	-101,4	-114,5	-128,4	-143,0	-158,5	-30,3	-33,6	-37,0	-40,6	-44,4	-48,3	-
3	50	56,7	-65,8	-75,5	-87,5,9	-9	-108,7	-121,2	-134,3													
3	100	-26,2	-29,0	-31,9	-35,1	-38,3	-41,7	-49,0	-56,8	-65,2	-74,2	-83,7	-93,9	-104,6	-115,9							
1	10	-31,6	-35,1	-38,7	-42,4	-46,4	-50,5	-59,3	-68,7	-78,9	-89,8	-101,3	-113,6	-126,6	-140,3							
1	20	-28,3	-31,4	-34,6	-38,0	-41,5	-45,2	-53,1	-61,5	-70,6	-80,4	-90,7	-101,7	-113,3	-125,6	-24,0	-26,5	-29,3	-32,1	-35,1	-38,2	-
1	50	44,9	-52,0	-59,7	-67,9	-76	-86,0	-95,8	-106,2													
1	100	-20,6	-22,9	-25,2	-27,7	-30,2	-32,9	-38,6	-44,8	-51,5	-58,5	-66,1	-74,1	-82,6	-91,5							
2e	10	-42,7	-47,3	-52,1	-57,2	-62,5	-68,1	-79,9	-92,6	-106,3	-121,0	-136,6	-153,1	-170,6	-189,0	-40,4	-44,8	-49,4	-54,2	-59,2	-64,5	-
2e	20	75,7	-87,8	-100,7	-117	-1294,8	-145,1	-161,7	-179,2													
2e	50	-37,5	-41,5	-45,8	-50,2	-54,9	-59,8	-70,2	-81,4	-93,4	-106,3	-120,0	-134,5	-149,9	-166,1							
2e	100	-35,2	-39,1	-43,1	-47,3	-51,7	-56,2	-66,0	-76,6	-87,9	-100,0	-112,9	-126,5	-141,0	-156,2	-39,9	-44,2	-48,7	-53,5	-58,5	-63,7	-
2r	10	74,7	-86,7	-99,5	-127,82	-143,2	-159,6	-176,8														
2r	20	-38,0	-42,1	-46,4	-50,9	-55,7	-60,6	-71,1	-82,5	-94,7	-107,8	-121,7	-136,4	-152,0	-168,4							
2r	50	-35,5	-39,3	-43,3	-47,5	-52,0	-56,6	-66,4	-77,0	-88,4	-100,6	-113,6	-127,3	-141,9	-157,2	-33,6	-37,2	-41,0	-45,0	-49,2	-53,5	-
2r	100	62,8	-72,9	-83,7	-107,42	-120,5	-134,2	-148,7														
3	10	-50,9	-56,4	-62,2	-68,3	-74,6	-81,2	-95,3	-110,6	-126,9	-144,4	-163,0	-182,8	-203,6	-225,6							
3	20	-45,2	-50,1	-55,2	-60,6	-66,2	-72,1	-84,6	-98,1	-112,6	-128,1	-144,7	-162,2	-180,7	-200,2	-237,6	-41,7	-45,9	-50,4	-55,1	-60,0	-
3	50	70,4	-81,7	-93,7	-106,4	-135,0	-150,4	-166,7														
3	100	-31,9	-35,3	-38,9	-42,7	-46,7	-50,9	-59,7	-69,2	-79,5	-90,4	-102,1	-114,4	-127,5	-141,3							
1	10	-26,0	-28,9	-31,8	-34,9	-38,2	-41,6	-48,8	-56,6	-64,9	-73,9	-83,4	-93,5	-104,2	-115,4	-25,7	-28,5	-31,5	-34,5	-37,7	-41,1	-48,2
1	20	-55,9	-64,2	-73,0	-82,5	-92,4	-103,0	-114,1														
1	50	-25,4	-28,1	-31,0	-34,0	-37,2	-40,5	-47,5	-55,1	-63,2	-71,9	-81,2	-91,0	-101,4	-112,4							
1	100	-25,1	-27,8	-30,6	-33,6	-36,7	-40,0	-46,9	-54,4	-62,5	-71,1	-80,3	-90,0	-100,2	-111,1							
2e	10	-33,7	-37,3	-41,1	-45,1	-49,3	-53,7	-63,0	-73,1	-83,9	-95,5	-107,8	-120,9	-134,7	-149,2	-32,2	-35,7	-39,4	-43,2	-47,2	-51,4	-
2e	20	60,4	-70,0	-80,4	-93,2	-11	-115,7	-129,0	-142,9													
2e	50	-30,4	33,6	37,1	-	-	-40,7	-44,5	-48,4	-56,9	-65,9	-75,7	-86,1	97,2	109,0	121,4	134,6	-				
2e	100	-28,9	-32,1	-35,4	-38,8	-42,4	-46,2	-54,2	-62,8	-72,1	-82,1	-92,7	-103,9	-115,8	-128,3	-33,7	-37,3	-41,1	-45,1	-49,3	-53,7	-
2r	10	63,0	-73,1	-83,9	-95,85	-10	-120,9	-134,7	-149,2													
2r	20	-32,2	-35,7	-39,4	-43,2	-47,2	-51,4	-60,4	-70,0	-80,4	-91,5	-103,2	-115,7	-129,0	-142,9							
2r	50	-30,4	33,6	37,1	-	-	-40,7	97,2	40,5	1214,8	134,6	-58,9	-32,65,95,4	35,8	42,48646,2	-54,2	-62,8	-72,1	-82,1	-92,7	-	
2r	100	103,9	-115,8	-128,3																		
3	10	-40,3	-44,7	-49,2	-54,0	-59,1	-64,3	-75,5	-87,5	-100,5	-114,3	-129,1	-144,7	-161,2	-178,7							
3	20	-35,8	-39,6	-43,7	-47,9	-52,4	-57,1	-67,0	-77,7	-89,1	-101,4	-114,5	-128,4	-143,0	-158,5	-29,7	-33,0	-36,3	-39,9	-43,6	-47,5	-
3	50	55,7	-64,6	-74,1	-85,4,4	-9	-106,8	-119,0	-131,8													
3	100	-25,2	-27,9	-30,8	-33,8	-36,9	-40,2	-47,2	-54,7	-62,8	-71,5	-80,7	-90,4	-100,8	-111,6							

Nota: Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.

Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m<sup>2</sup>.FIGURA 30.4-1 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 2 [ $h \approx 60$  pies ( $h \approx 18,3$  m)]: presiones de viento de diseño para Edificios: paredes y techos

continúa

**Presión neta del viento de diseño para voladizo del techo, pnet30, en la exposición B a  $h = 30$  pies,  $V = 95\text{--}200$  mph**

Zona	Eficaz Área de viento (ft <sup>2</sup> )	Velocidad del viento (mph)											
		95	100	105	110	115	120	130	140	150	160	170	180
1	10	-31,6 -35,1 -38,7 -42,4 -46,4 -50,5 -59,3 -68,7 -78,9 -89,3 -101,3 -113,6 -126,6 -140,3											
1	20	-29,1 -32,2 -35,5 -39,0 -42,6 -46,4 -54,5 -63,2 -72,5 -82,5 -93,2 -104,5 -116,4 -129,0											
1	50	-25,7 -28,5 -31,4 -34,5 -37,7 -41,1 -48,2 -55,9 -64,1 -73,0 -82,4 -92,4 -102,9 -114,0 -23,2 -25,7 -28,3 -31,1 -34,0 -37,0 -43,4 -50,4 -											
	100	57,8 -65,8 -74,2 -83,2 -92,7 -102,8 -111,1 -120,3 -136,6 -146,6 -155,9 -160,9 -171,4 -182,8 -195,1 -208,2 -222,1 -236,9 -152,6 -169,0											
1 2e	10												
2e	20	-31,6 -35,0 -38,6 -42,3 -46,3 -50,4 -59,1 -68,6 -78,7 -89,6 -101,1 -113,4 -126,3 -140,0											
2e	50	-22,9 -25,4 -28,0 -30,7 -33,6 -36,6 -42,9 -49,8 -57,1 -65,0 -73,4 -82,3 -91,7 -101,6											
2e	100	-22,0 -24,4 -26,9 -29,5 -32,3 -35,1 -41,2 -47,8 -54,9 -62,4 -70,5 -79,0 -88,1 -97,6 -46,1 -51,1 -56,3 -61,8 -67,5 -73,5 -86,3 -100,1 -											
2r	10	114,9 -130,6 -14 -165,5 -184,4 -204,3 -39,7 -44,0 -48,5 -53,2 -58,1 -63,3 -74,3 -86,2 -98,9 -112,5 -127,0 -142,4 -158,7 -175,8											
2r	20	-31,2 -34,6 -38,1 -41,8 -45,7 -49,8 -58,4 -67,7 -77,7 -88,5 -99,9 -112,0 -124,7 -138,2											
2r	50	-24,8 -27,4 -30,3 -33,2 -36,3 -39,5 -46,4 -53,8 -61,7 -70,2 -79,3 -88,9 -99,1 -109,8 -45,2 -50,1 -55,3 -60,6 -66,3 -72,2 -84,7 -98,2 -											
3	10	112,8 -128,83 -14 -162,4 -180,9 -200,5 -36,4 -40,3 -44,5 -48,8 -53,4 -58,1 -68,2 -79,1 -90,8 -103,3 -116,6 -130,7 -145,7 -161,4 -24,8 -											
3	20	27,4 -30,3 -33,2 -36,3 -39,5 -46,4 -53,8 -61,7 -70,2 -79,3 -88,9 -99,1 -109,8											
3	50												
3	100	-24,8 -27,4 -30,3 -33,2 -36,3 -39,5 -46,4 -53,8 -61,7 -70,2 -79,3 -88,9 -99,1 -109,8											

Nota: Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.

Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m.<sup>2</sup>**Factor de ajuste para altura y exposición del edificio,  $\gamma$** 

Altura en pies)	Exposición		
	B	C	D
15	0.82	1.21	1.47
20	0.89	1.29	1.55
30	1.00	1.40	1.66
35	1.05	1.45	1.70
40	1.09	1.49	1.74
45	1.12	1.53	1.78
50	1.16	1.56	1.81
55	1.19	1.59	1.84
60	1.22	1.62	1.87

Nota: Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3048 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m.<sup>2</sup>FIGURA 30.4-1 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 2 [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: presiones de viento de diseño para Edificios: paredes y techosTabla 30.5-1 Pasos para determinar las cargas de viento C&C para edificios cerrados o parcialmente cerrados con  $h > 60$  pies ( $h > 18,3$  m)

Paso 1: Determinar la categoría de riesgo; consulte la Tabla 1.5-1.

Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento,  $V$ , para la categoría de riesgo aplicable; véanse las figuras. 26.5-1 y 26.5-2.

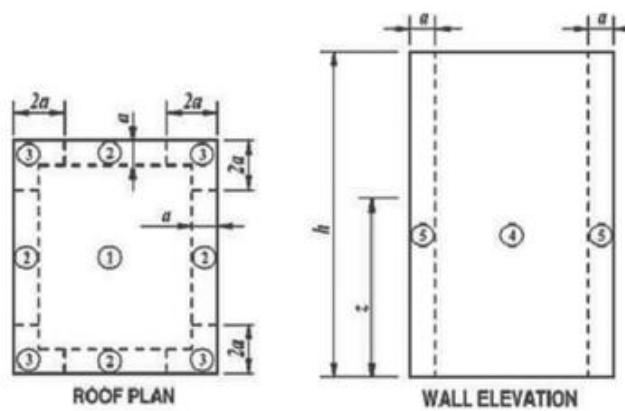
Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:

- factor de direccionalidad del viento,  $K_d$ ; consulte la Sección 26.6 y la Tabla 26.6-1.
- Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7.
- Factor topográfico,  $K_{zt}$ ; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1.
- factor de elevación del suelo,  $K_e$ ; consulte la Sección 26.9 y la Tabla 26.9-1
- Clasificación del recinto; consulte la Sección 26.12.
- Coeficiente de presión interna, ( $G_{Cpi}$ ); consulte la Sección 26.13 y la Tabla 26.13-1.

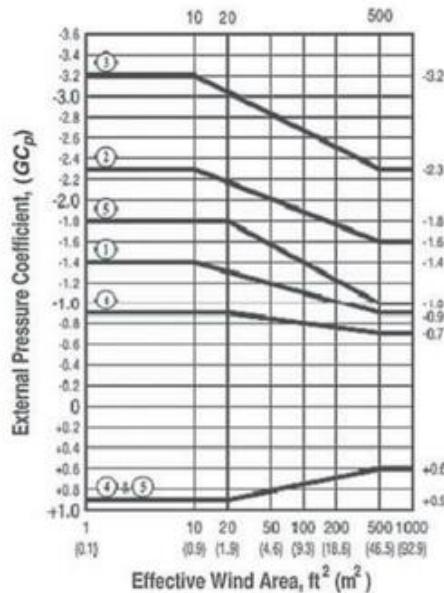
Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición a la presión de la velocidad,  $K_z$  o  $K_h$ ; consulte la Tabla 26.10-1.Paso 5: Determinar la presión de velocidad,  $q$ , Eq. (26.10-1).Paso 6: Determinar el coeficiente de presión externa, ( $G_{Cp}$ ):

- Paredes y techos planos ( $\gamma < 10^\circ$ ), ver Fig. 30.5-1
- Techos a dos aguas ya cuatro aguas, consulte la Fig. 30.3-2 según la Nota 6 de la Fig. 30.5-1
- Techos arqueados, ver Fig. 27.3-3, Nota 4
- Techos abovedados, vea la Fig. 30.3-7

Paso 7: Calcular la presión del viento,  $p$ , Eq. (30.5-1).

**diagramas****Notación**

- = 10 % de las dimensiones horizontales mínimas, pero no menos de 0,99 m (3 pies).
- = M altura del techo (en pies o m) excepto que la altura del alero será = Altura utilizada para  $\beta$  y  $100^\circ$ .
- = Ángulo y ángulo del plan del techo f desde la horizontal, en grados.

**Coefficientes de presión externa****notas**

1. La escala vertical s denota  $(GC_p)$  para usarse con  $qz$  o  $qh$  apropiados. nd area A, en  $\text{ft}^2$
2. La escala horizontal denota ganancia efectiva 3. Los ( $\text{m}^2$ ) signos más y menos significan área de presión positivas y negativas
3. Use  $qz$  con valores positivos de  $(GC_p)$  y  $qh$  con valores negativos de  $(GC_p)$ .
4. Cada componente deberá estar diseñado para presiones positivas y negativas máximas . 6. Los S. coeeficientes solo para paredes ( $(GC_p)$ ) se detallan en la Fig. 30.5-2A y 3B. Subgrados empleados para techos incluyen la Fig. 30.5-5A, 5B y el asistente  $qh$  7. Si se prueba un parámetro de altura de techo ( $h$ ), se

FIGURA 30.5-1 Componentes y revestimiento, Parte 3 [ $h > 60$  pies ( $h > 18,3$  m)]: coeficientes de presión externa,  $(GC_p)$ , para edificios cerrados, parcialmente cerrados: paredes y techos

$(GC_p)$  = coeficientes de presión externa dados en:

- Fig. 30.5-1 para paredes y techos planos,
- Fig. 27.3-3, Nota 4, para techos arqueados,
- Fig. 30.3-7 para techos abovedados, •

Nota 6 de Fig. 30.5-1 para otros ángulos de techo y geometrías;

$(GC_{pi})$  = coeficiente de presión interna dado en la Tabla 26.13-1.

$q$  y  $qi$  se evaluarán usando la exposición como se define en la Sección 26.7.3.

**EXCEPCIÓN:** En edificios con una altura de techo media  $h$  superior a 18,3 m (60 pies) y inferior a 27,4 m (90 pies), valores  $(GC_p)$

Tabla 30.6-1 Pasos para determinar las cargas de viento C&amp;C para edificios cerrados con 60 pies &lt; h ≤ 160 pies (18,3 m &lt; h ≤ 48,8 m)

Paso 1: Determinar la categoría de riesgo del edificio; consulte la Tabla 1.5-1.

Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento, V, para la categoría de riesgo aplicable; véanse las figuras. 26.5-1 y 26.5-2.

Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:

Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7.

Paso 4: Para techos planos, a dos aguas, a cuatro aguas, de una sola pendiente y abuhardillados con h ≤ 60 pies (h ≤ 18,3 m), consulte las cifras de la Tabla 30.6-2 y determine las presiones del techo y la pared directamente de la figura 30.4-1.

Paso 5: Para techos planos y monopendientes con h > 60 pies (h > 18,3 m), consulte la Tabla 30.6-2 para determinar la presión sobre las paredes y el techo, ph, pz.

Para techos planos, a cuatro aguas, a dos aguas, monopendientes y abuhardillados con h > 60 pies (h > 18,3 m) y pendiente del techo ≤ 7 grados, aplique presiones en el techo como se muestra en la Tabla 30.6-2.

Para techos a cuatro aguas y a dos aguas con h > 60 pies (h > 18,3 m) y todas las pendientes del techo > 7 grados, aplique la figura 30.4-1 con la presión de velocidad adecuada qh.

Paso 6: Determinar el factor topográfico, Kzt, y aplicar el factor a las presiones determinadas a partir de las tablas (si corresponde); consulte la Sección 26.8.

de las figs. Se permitirá el uso de 30.3-1 a 30.3-6 si la relación alto-ancho es 1 o menos.

#### PARTE 4: EDIFICIOS CON 60 pies < h ≤ 160 pies (18,3 m < h ≤ 48,8 m) (SIMPLIFICADO)

Nota para el usuario: la Parte 4 del Capítulo 30 es un método simplificado para determinar las presiones del viento para C&C de edificios cerrados con 60 pies < h ≤ 160 pies (18,3 m < h ≤ 48,8 m) que tienen formas de techo como se especifica en las figuras correspondientes. Estas disposiciones se basan en el Procedimiento direccional de la Parte 3 con presiones de viento seleccionadas directamente de una tabla y ajustadas según corresponda. Se hace referencia a la figura 30.4-1 en la Parte 2 para edificios con h ≤ 60 pies (h ≤ 18,3 m) para todas las formas de techo y para las formas de techo especificadas cuando h > 60 pies (h > 18,3 m).

### 30.6 TIPOS DE EDIFICIOS

Las disposiciones de la Sección 30.6 son aplicables a un edificio cerrado que tiene una altura de techo promedio de 60 pies < h ≤ 160 pies (18,3 m < h ≤ 48,8 m) con techo plano, techo a dos aguas, techo a cuatro aguas, techo de una sola pendiente o techo abuhardillado. Los pasos necesarios para la determinación de las cargas de viento en C&C para estos tipos de edificios se muestran en la Tabla 30.6-1.

#### 30.6.1 Carga de viento: componentes y revestimiento 30.6.1.1

Superficies de paredes y techos. Las presiones de diseño del viento en las zonas designadas de las paredes y las superficies del techo se determinarán a partir de la Tabla 30.6-2, según corresponda, en función de la velocidad básica del viento V, la altura media del techo h y la pendiente del techo j.

Los edificios con una altura media de techo superior a 60 pies (18,3 m) pero inferior a 70 pies (21,3 m) deben utilizar presiones de viento de diseño de 70 pies (21,3 m).

Las presiones tabuladas se deben multiplicar por el factor de ajuste de exposición (EAF) que se muestra en la tabla si la exposición es diferente de la Exposición C. Las presiones en la Tabla 30.6-2 se basan en un área de viento efectiva de 10 pies<sup>2</sup> (0,93 m<sup>2</sup>). Las reducciones en la presión del viento para áreas de viento efectivas más grandes se pueden tomar con base en los factores de reducción (RF) que se muestran en la tabla. Las presiones deben aplicarse en toda la zona que se muestra en las figuras.

La presión de viento de diseño final se determinará a partir de la siguiente ecuación:

$$p = p_{\text{tabla}} \cdot EAF \cdot RF \cdot Kzt \quad (30.6-1)$$

donde

RF = factor de reducción del área efectiva de la Tabla 30.6-2; EAF = factor de ajuste de exposición de la Tabla 30.6-2; y Kzt = factor topográfico como se define en la Sección 26.8.

Para techos planos, a cuatro aguas, a dos aguas, monopendientes y abuhardillados con todas las pendientes del techo ≤ y ≤ 60 pies (h ≤ 18,3 m), las presiones del techo se deben obtener de la Parte 2 y la Fig. 30.4-1.

Para techos planos, a cuatro aguas, a dos aguas, monopendientes y abuhardillados con h > 60 pies (h > 18,3 m) y pendiente del techo ≤ y ≤ 7 grados, se deben aplicar presiones en el techo y las paredes como se muestra en la Tabla 30.6-2. Para techos a cuatro aguas y a dos aguas con h > 60 pies (h > 18,3 m) y todas las pendientes del techo > 7 grados, se debe aplicar la figura 30.4-1 con la presión de velocidad adecuada qh. Para techos de una sola pendiente y mansarda con h > 60 pies (h > 18,3 m) y todas las pendientes de techo > 7 grados, consulte las figuras en la Tabla 30.6-2 para las designaciones de la zona del techo. Las presiones del techo se deben aplicar de la Fig. 30.4-1 con la presión de velocidad adecuada qh. Cuando se aplique la Fig. 30.4-1, el factor de ajuste j se debe aplicar a las presiones del techo y la pared que se muestran en la figura para otras condiciones de exposición y altura.

**30.6.1.2 Parapetos.** Las presiones de viento de diseño sobre las superficies del parapeto se deben basar en las presiones del viento para las zonas de borde y esquina aplicables en las que se ubica el parapeto, como se muestra en la Tabla 30.6-2, modificadas según los siguientes dos casos de carga:

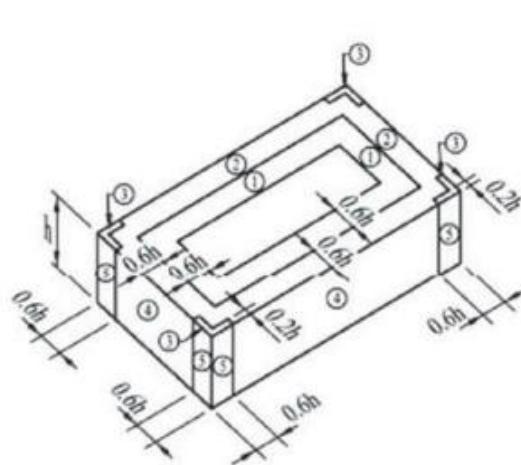
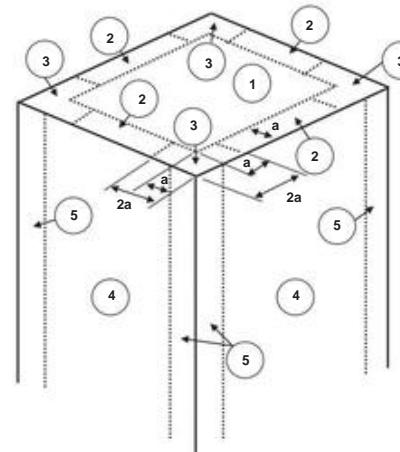
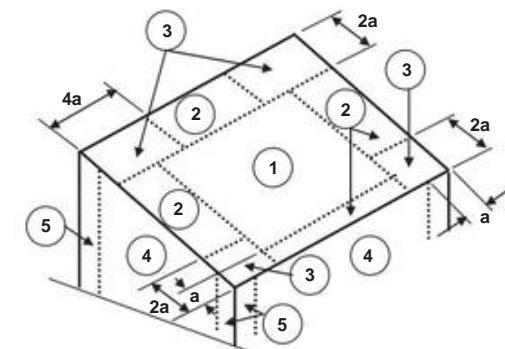
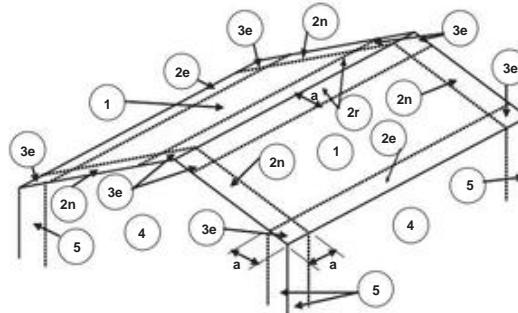
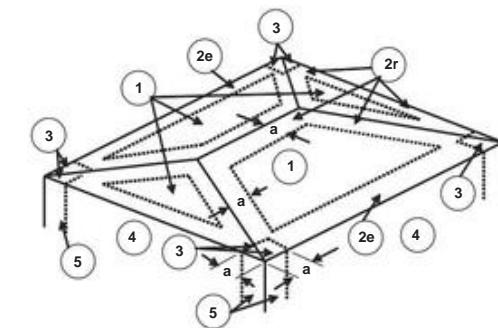
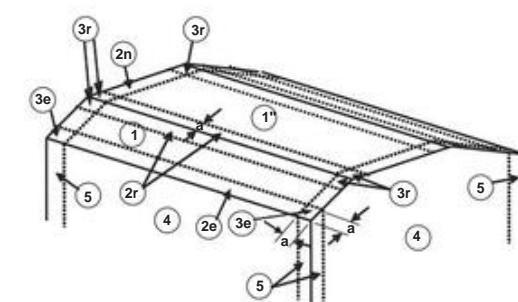
- El caso de carga A consistirá en aplicar la presión de pared positiva aplicable desde la mesa a la superficie frontal del parapeto mientras se aplica la presión de techo de la zona de esquina o el borde negativo aplicable desde la mesa a la superficie posterior.
- El caso de carga B consistirá en aplicar la presión de pared positiva aplicable desde la mesa a la parte posterior de la superficie del parapeto y aplicar la presión de pared negativa aplicable desde la mesa a la superficie frontal.

Las presiones de la Tabla 30.6-2 se basan en un área de viento efectiva de 10 ft<sup>2</sup> (0,93 m<sup>2</sup>). Se permitirá que la reducción en la presión del viento para un área de viento efectiva más grande se tome en base al factor de reducción que se muestra en la tabla.

Se deben aplicar presiones al parapeto de acuerdo con la Fig. 30.6-1. La altura h que se utilizará con la Fig. 30.6-1 para determinar las presiones será la altura hasta la parte superior del parapeto.

Determine la presión final a partir de la ecuación. (30.6-1).

**30.6.1.3 Voladizos de techo.** Las presiones de viento de diseño en los voladizos del techo para techos planos, a cuatro aguas, a dos aguas, abuhardillados y monopendientes con h ≤ 60 pies (h ≤ 18,3 m) se deben basar en las zonas del techo como se muestra en las cifras de la Tabla 30.6-2 y las presiones tabuladas que se muestran en la figura 30.4-1. Las presiones de viento de diseño en voladizos de techo con h > 60 pies (h > 18,3 m) como se muestra en las cifras de la Tabla 30.6-2 se basarán en las presiones de viento que se muestran para las zonas aplicables en la Tabla 30.6-2 modificada como se describe en este documento. Para las Zonas 1 y 2, se debe usar un multiplicador de 1.0 en las presiones que se muestran en la Tabla 30.6-2. Para la Zona 3, se debe usar un multiplicador de 1,15 en las presiones que se muestran en la Tabla 30.6-2. Para techos que tienen otras formas como

Tabla 30.6-2 Componentes y revestimiento, Parte 4 [ $h \leq 160$  pies ( $h \leq 48,8$  m)]: Zonas C&C para edificios cerrados—Presiones de paredes y techos C&C**Parámetros para la aplicación de presiones de paredes y techos de C&C**Techo plano/a cuatro aguas/buhardilla:  $\gamma \leq 7$  grados;  $h \leq 60$  piesTecho plano:  $\gamma \leq 7$  grados;  $h > 60$  piesTecho monopendiente:  $7 < \gamma \leq 30$  grados;  $h \leq 160$  piesTecho a dos aguas:  $7 < \gamma \leq 45$  grados;  $h \leq 160$  piesTecho a cuatro aguas:  $\gamma = 45$  grados;  $h \leq 160$  piesTecho abuhardillado:  $\gamma = 45$  grados;  $h \leq 160$  pies

(Ver Nota 2)

**Notación** $a = 10\%$  de la dimensión horizontal mínima pero no menos de 0,9 m (3 pies). $h =$  Altura media del techo, en pies (m). $V =$  Velocidad básica del viento, en mph (m/s).**Notas 1.**

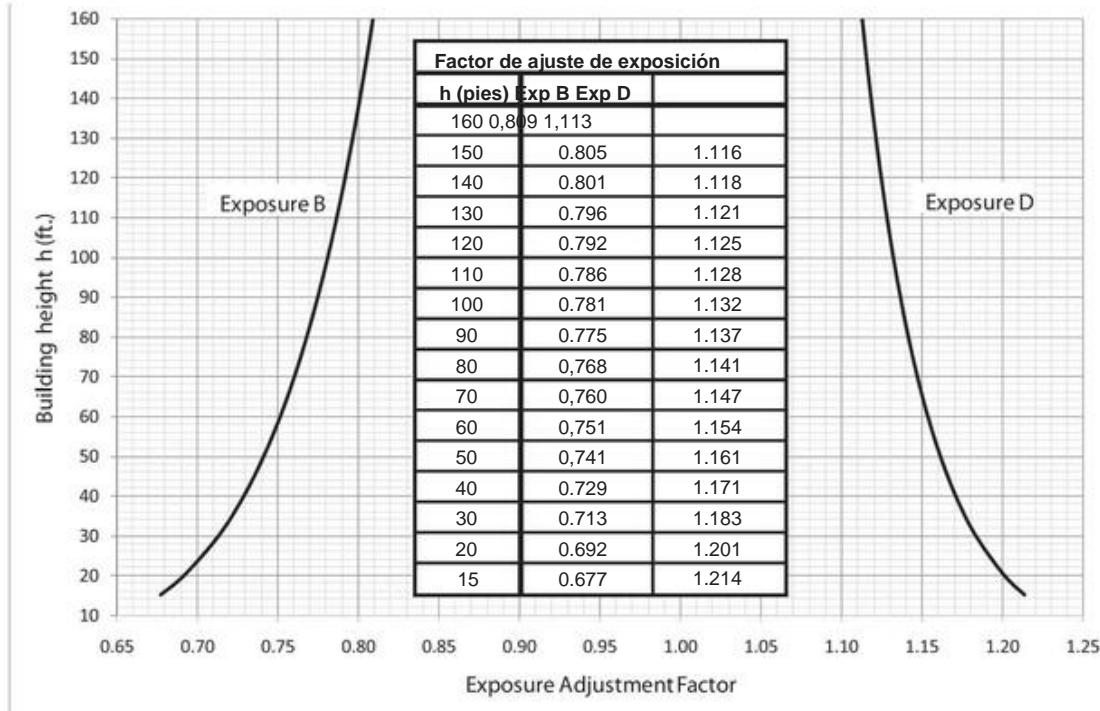
Consulte la Sección 30.6.1.1 para conocer la presión tabulada de la pared y el techo de la Tabla 30.6-2 y la Fig. 30.4-1, según corresponda.

2. Para techos abuhardillados, aplique presiones de techo sobre superficies inclinadas como se indica en la tabla para superficies inclinadas de techos a dos aguas; aplicar presión del techo sobre superficies planas ( $\gamma < 7^\circ$ ) tabulado para techos planos.

continúa

Tabla 30.6-2 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 4 [ $h \geq 160$  pies ( $h \geq 48,8$  m)]: Zonas C&C para edificios cerrados—Presiones de paredes y techos de C&C

**Presiones de techo y pared para componentes y revestimientos, factor de ajuste de exposición (EAF)**



**Notas para la tabla de presiones de paredes y techos de C&C:**

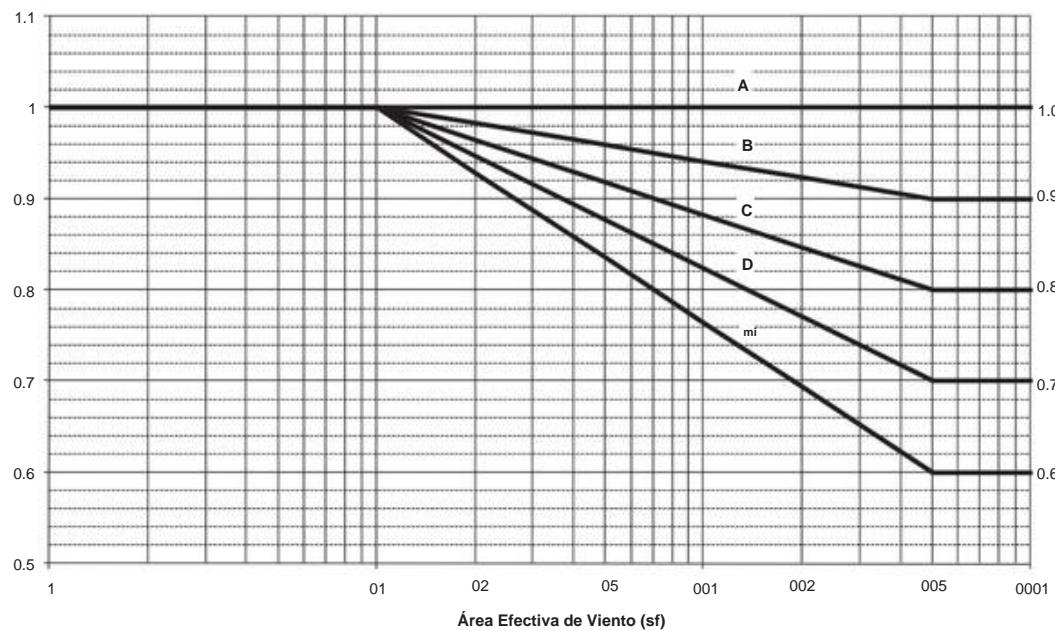
- Para cada forma de techo, las exposiciones C, V y  $h$  determinan las presiones del revestimiento del techo y la pared para la zona aplicable a partir de estas tablas. Para otras exposiciones B o D, multiplique las presiones de la tabla por el factor de ajuste de exposición adecuado determinado a partir de la figura, presiones de techo y pared para componentes y revestimiento, factor de ajuste de exposición.
- Se permite la interpolación entre valores  $h$ . Para presiones en valores de  $V$  distintos a los que se muestran en la tabla de presiones de paredes y techos de C&C, multiplique el valor de la tabla para cualquier  $V'$  dado en la tabla como se muestra en la siguiente ecuación:  

$$\text{Presión en la } V \text{ deseada} = \text{presión de la tabla en } V' \times [V \text{ deseada} / V]^2$$
3. Cuando se muestren dos casos de carga, se considerarán tanto las presiones positivas como las negativas.
- Las presiones se muestran para un área de viento efectiva igual a 10 pies<sup>2</sup> (0,93 m<sup>2</sup>). Para áreas de viento efectivas más grandes, la presión mostrada puede ser reducida por el coeficiente de reducción aplicable a cada zona, como se indica en la tabla y figura de Factores de Reducción de Área Efectiva de Viento.
- Conversión métrica: 1,0 pies = 0,3048 m.

continúa

Tabla 30.6-2 (Continuación). Componentes y revestimiento, Parte 4 [ $h \geq 160$  pies ( $h \geq 48,8$  m)]: Zonas C&C para edificios cerrados—Presiones de paredes y techos de C&C

### Factores efectivos de reducción del área de viento (RF)



### Factores de reducción para las presiones que se muestran en las tablas de presiones de paredes y techos de C&C

forma de techo	Señal Presión	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	Zona 5	
Plano/a dos aguas/a cuatro aguas/ mansarda ( $\gamma < 7$ grados)	Más	D	D	D	C	mi	
	Menos	N / A	N / A	N / A	D	D	
monopendiente	Más	A	B	D	C	mi	
	Menos	C	C	C	D	D	
Sobresalir	Todos	A	A	B	N / A	N / A	

### Factor de ajuste, $\gamma$ , para la altura del edificio y Exposición para formas de techo y techos con $h \geq 160$ pies ( $h \geq 48,8$ m)

Techo medio	Exposición		
	B	C	D
Altura en pies			
160	1.613	1.994	2.220
150	1.584	1.967	2.195
140	1.553	1.939	2.169
130	1.520	1.909	2.141
120	1.486	1.877	2.111
110	1.450	1.843	2.079
100	1.411	1.807	2.045
90	1.369	1.767	2.008
80	1.323	1.724	1.967
70	1.274	1.676	1.922
60	1.219	1.622	1.871
50	1.157	1.561	1.813
40	1.086	1.490	1.744
30	1.000	1.402	1.659
20	0.891	1.287	1.546
15	0.820	1.212	1.471

### notas

1. Para techos planos, a cuatro aguas, a dos aguas, de una sola pendiente y abuhardillados con  $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m) y todas las pendientes del techo  $\gamma \geq 7^\circ$ , aplique los requisitos de la Parte 2 y la Fig. 30.4-1.
2. Para techos planos, a cuatro aguas, a dos aguas, monopendientes y abuhardillados con  $h > 60$  pies ( $h > 18,3$  m) y una pendiente del techo  $\gamma > 7^\circ$  grados, aplique presiones en el techo como se muestra en las tablas de presiones de paredes y techos de C&C.
3. Para techos a cuatro aguas y a dos aguas con  $h > 60$  pies ( $h > 18,3$  m) y todas las pendientes del techo  $\gamma > 7^\circ$ , aplique la Fig. 30.4-1 y la presión de velocidad adecuada  $q_h$ . Consulte la Nota 6 en la Fig. 30.5-1.
4. Para techos de una sola pendiente y mansarda con  $h > 60$  pies ( $h > 18,3$  m) y todas las pendientes del techo  $\gamma > 7^\circ$ , consulte las figuras en "Parámetros para la aplicación" para las designaciones de la zona del techo y aplique las presiones del techo de la Fig. 30.4-1 con la presión de velocidad adecuada  $q_h$ . Consulte la Nota 6 de la Fig. 30.5-1.
5. Cuando se aplique la Fig. 30.4-1, aplique el factor de ajuste  $\gamma$  a las presiones del techo se muestra en "Factor de ajuste,  $\gamma$  para \_\_\_\_\_, para la altura y exposición del edificio" otras condiciones de exposición y altura.
6. Conversiones métricas: 1,0 pies = 0,3038 m; 1,0 pies<sup>2</sup> = 0,0929 m<sup>2</sup>; 1,0 lb/ft<sup>2</sup> = 0,0479 kN/m<sup>2</sup>.

continúa



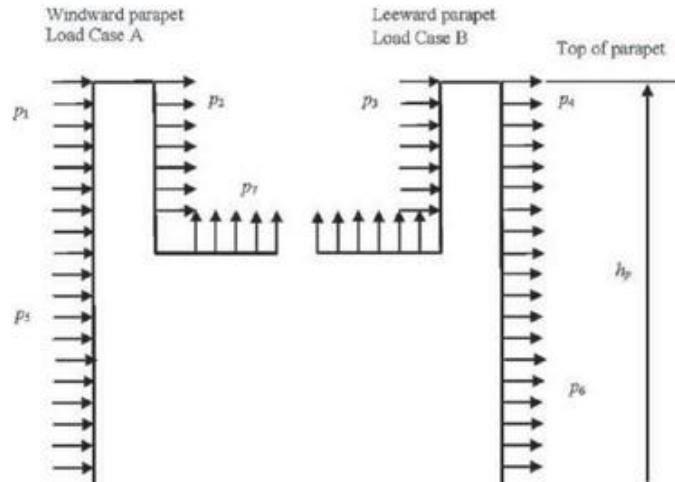


		Tensile Strength (MPa)										Compressive Strength (MPa)										
		Tensile Strength (MPa)					Compressive Strength (MPa)					Tensile Strength (MPa)					Compressive Strength (MPa)					
		100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	
091	73.1	73.1	74.6	74.6	75.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.5	76.5	76.5	76.5	76.5	76.5	
	73.1	73.1	74.6	74.6	75.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.0	76.5	76.5	76.5	76.5	76.5	76.5	
	35.9	29.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	
	35.9	29.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	
	35.9	29.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7	
	63.7	63.7	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	
	63.7	63.7	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	
	31.3	25.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	
	33	62	91.3	—	46.2	52.3	62	133	47.2	52.3	—	47.2	9.62	13	62	63	62	62	62	62	62	
	31.3	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	
041	5	94.5	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	4	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	3	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	2	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	1	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	4	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	3	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	2	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	1	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
031	5	94.5	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	4	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	3	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	2	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	1	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95	95
	0.72	22	5.72	8.22	11.82	2.22	5.82	6.32	6.22	6.22	0.2	0.42	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	0.72	3.22	5.72	8.22	11.82	2.22	5.82	6.32	6.22	6.22	0.2	0.42	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	0.72	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	
	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	290	
	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	290	







**Diagrama****Notas****Parapeto de barlovento: caso de carga A**

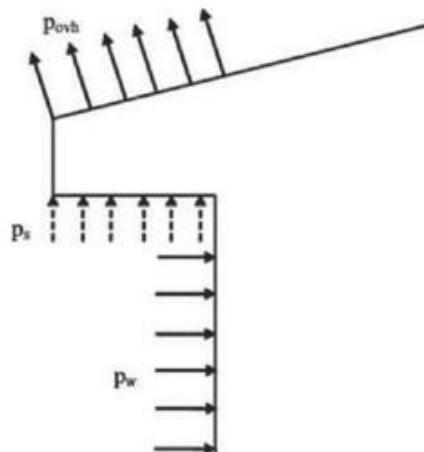
1. La presión del parapeto a barlovento ( $p_1$ ) se determina utilizando la presión de pared positiva ( $p_5$ ) Zonas 4 o 5 de la Tabla 30.6-2. Sotavento
- La presión del parapeto ( $p_2$ ) se determina usando la presión negativa del techo ( $p_7$ ) Zonas 2 o 3 de la Tabla 30.6-2.

**Parapeto de sotavento: caso de carga B**

1. La presión del parapeto a barlovento ( $p_3$ ) se determina usando la presión de pared positiva ( $p_5$ ) Zonas 4 o 5 de la Tabla 30.6-2.
2. La presión del parapeto de sotavento ( $p_4$ ) se determina usando la presión de pared negativa ( $p_6$ ) Zonas 4 o 5 de la Tabla 30.6-2.

**Nota para el usuario:** Consulte la Nota 5 en la Fig. 30.3-2A y la Nota 7 en la Fig. 30.5-1 para conocer las reducciones en las presiones del techo de los componentes y el revestimiento cuando hay parapetos de 3 pies (0,9 m) o más.

FIGURA 30.6-1 Componentes y revestimiento, Parte 4 [ $h \geq 160$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Cargas de viento de parapeto para diafragma simple cerrado  
Edificios—Aplicación de cargas de viento en parapetos

**Diagrama**

$$povh = 1,0 \times \text{presión del techo } p \text{ de las tablas para las zonas de borde 1, 2}$$

$$povh = 1,15 \times \text{presión del techo } p \text{ de tablas para esquina Zona 3}$$

**notas**

1.  $povh$  = Presión del techo en voladizo para la zona interior, de borde o de esquina, según corresponda, según las cifras de la tabla de presión del techo. 2.  $povh$  de las cifras incluye la carga de la superficie superior e inferior del voladizo.
3. La presión  $p_s$  en el soffit del voladizo se debe tomar como igual a la presión de la pared  $p_w$ .

FIGURA 30.6-2 Componentes y revestimiento, Parte 4 [ $h \geq 160$  pies ( $h \geq 18,3$  m)]: Cargas de viento en voladizo del techo para diafragma simple cerrado  
Edificios—Aplicación de cargas de viento en voladizo de techo

como se muestra en las figuras de la Tabla 30.6-2 y  $h > 60$  pies ( $h > 18,3$  m), las presiones de viento de diseño en los voladizos del techo se deben basar en las zonas del techo que se muestran y las presiones en el techo que se muestran en la Fig. 30.4-1 usando el presión de velocidad  $q_h$  para la altura del edificio.

Las presiones de la Tabla 30.6-2 se basan en un área de viento efectiva de 10 ft<sup>2</sup> (0,93 m<sup>2</sup>). Se permitirá que las reducciones en la presión del viento para áreas de viento efectivas más grandes se tomen con base en el multiplicador de reducción que se muestra en la Tabla 30.6-2. Las presiones sobre los voladizos del techo incluyen la presión de la superficie superior e inferior del voladizo. Las presiones en la parte inferior de los voladizos son iguales a las presiones de las paredes adyacentes. Consulte el dibujo del voladizo que se muestra en la Fig. 30.6-2. Determine la presión final a partir de la ecuación. (30.6-1).

#### PARTE 5: EDIFICIOS ABIERTOS

**Nota para el usuario:** Use la Parte 5 del Capítulo 30 para determinar las presiones del viento para C&C de edificios abiertos que tienen techos inclinados, monopendientes o en canal. Estas disposiciones se basan en el Procedimiento direccional con presiones de viento calculadas a partir de la ecuación especificada aplicable a cada superficie de techo.

#### 30.7 TIPOS DE EDIFICIOS

Las disposiciones de la Sección 30.7 son aplicables a un edificio abierto de todas las alturas que tenga un techo libre a dos aguas, un techo libre a una pendiente o un techo libre a dos aguas. Los pasos necesarios para la determinación de las cargas de viento en C&C para estos tipos de edificios se muestran en la Tabla 30.7-1.

**30.7.1 Condiciones.** Para la determinación de las presiones de viento de diseño sobre los C&C utilizando las disposiciones de la Sección 30.7.2, las condiciones indicadas en la(s) figura(s) seleccionada(s) serán aplicables al edificio bajo consideración.

**30.7.2 Presiones de viento de diseño.** La presión neta del viento de diseño para componentes y elementos de revestimiento de edificios abiertos de todas las alturas con techos monopendientes, inclinados y en canal se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$p = q_h G_C N \quad (30.7-1)$$

donde

$q_h$  = presión de velocidad evaluada a la altura media del techo  $h$  usando la exposición definida en la Sección 26.7.3 que resulta en las cargas de viento más altas para cualquier dirección del viento en el sitio;

Tabla 30.7-1 Pasos para determinar las cargas de viento C&C para edificios abiertos

Paso 1: Determinar la categoría de riesgo; consulte la Tabla 1.5-1.

Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento,  $V$ , para la categoría de riesgo aplicable; véanse las figuras. 26.5-1 y 26.5-2.

Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:

- Factor de direccionalidad del viento,  $K_d$ ; consulte la Sección 26.6 y la Tabla 26.6-1.
- Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7.
- Factor topográfico,  $K_{zt}$ ; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1.
- factor de elevación del suelo,  $K_e$ ; consulte la Sección 26.9 y la Tabla 26.9-1.
- Factor de efecto de ráfaga,  $G$ ; consulte la Sección 26.11.

Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición a la presión de la velocidad,  $K_z$  o  $K_h$ ; consulte la Tabla 26.10-1.

Paso 5: Determinar la presión de velocidad,  $q_h$ , Eq. (26.10-1).

Paso 6: Determine los coeficientes de presión neta,  $C_N$ :

- Techo de una sola pendiente, vea la Fig. 30.7-1
- Techo inclinado, vea la Fig. 30.7-2
- Techo de dos aguas, vea la Fig. 30.7-3

Paso 7: Calcule la presión del viento,  $p$ ,

Eq. (30.7-1).

$G$  = factor de efecto de ráfaga de la Sección 26.11; y  $C_N$  = coeficiente de presión neta dado en

- Fig. 30.7-1 para cubierta de una sola pendiente,
- Fig. 30.7-2 para cubierta inclinada y
- Fig. 30.7-3 para cubierta a dos aguas.

Los coeficientes de presión neta,  $C_N$ , incluyen las contribuciones de las superficies superior e inferior. Se investigarán todos los casos de carga mostrados para cada ángulo del techo. Los signos más y menos significan que la presión actúa hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.

#### PARTE 6: ACCESORIOS DEL EDIFICIO Y TECHO ESTRUCTURAS Y EQUIPOS

**Nota para el usuario:** Use la Parte 6 del Capítulo 30 para determinar las presiones del viento para C&C en voladizos de techos y parapetos de edificios. Estas disposiciones se basan en el Procedimiento direccional con presiones de viento calculadas a partir de la ecuación especificada aplicable a cada voladizo de techo o superficie de parapeto.

#### 30.8 PARAPETOS

La presión del viento de diseño para elementos C&C de parapetos para todos los tipos y alturas de edificios, excepto edificios cerrados con  $h \geq 160$  pies ( $h \geq 48,8$  m) para los cuales se utilizan las disposiciones de la Parte 4, se debe determinar a partir de la siguiente ecuación:

$$p = qp\delta\delta G_C p_B + \delta G_C p_B \quad (30.8-1)$$

donde

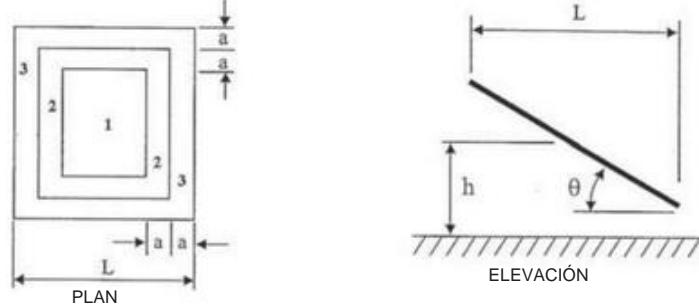
$qp$  = presión de velocidad evaluada en la parte superior del parapeto; ( $G_C p$ ) = coeficiente de presión exterior dado en

- Fig. 30.3-1 para muros con  $h \geq 60$  pies (18,3 m); • higos.
- 30.3-2A-C para techos planos, techos a dos aguas y techos a cuatro aguas; y • Fig. 30.3-3 para techos escalonados; • Fig. 30.3-4 para techos a dos aguas de vanos múltiples; • higos. 30.3-5A-B para techos de una sola pendiente; • Fig. 30.3-6 para techos de dientes de sierra; • Fig. 30.3-7 para techos abovedados de todas las alturas;
- Fig. 30.5-1 para paredes y techos planos con  $h > 60$  pies

(18,3 metros); • Fig. 27.3-3, Nota 4, para cubiertas arqueadas; ( $G_C p$ ) = coeficiente de presión interna de la Tabla 26.13-1, basado sobre la porosidad de la envoltura del parapeto.

Se deben considerar dos casos de carga de la Fig. 30.8-1 :

- Caso de carga A: el parapeto de barlovento consistirá en aplicar la presión de pared positiva aplicable de la Fig. 30.3-1 [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)] o la Fig. 30.5-1 [ $h > 60$  pies ( $h > 18,3$  m)] a la superficie de barlovento del parapeto mientras se aplica la presión del techo de la zona de esquina o el borde negativo aplicable de las Figs. 30.3-2A, B o C, 30.3-3, 30.3-4, 30.3-5A o B, 30.3-6, 30.3-7, Fig. 27.3-3, Nota 4 o Fig. 30.5-1 [ $h > 60$  pies ( $h > 18,3$  m)] según corresponda a la superficie de sotavento del parapeto.
- Caso de carga B: el parapeto de sotavento consistirá en aplicar la presión de pared positiva aplicable de la Fig. 30.3-1 [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)] o la Fig. 30.5-1 [ $h > 60$  pies ( $h > 18,3$  m)] a la superficie de barlovento del parapeto, y aplicando la presión de pared negativa aplicable de la Fig. 30.3-1 [ $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m)] o la Fig. 30.5-1 [ $h > 60$  pies ( $h > 18,3$  m)] según corresponda a la superficie de sotavento. Las zonas de borde y esquina se dispondrán como se muestra en el

**diagramas****Notación**

$a$  = 10% de  $L$  este horizontal dimension o 0.4 dimension o  $4h$ , lo que sea más pequeño pero no menos del 4% de la dimensión horizontal mínima o 3 pies (0,9 m).

$h$  = Altura media del techo, en pies (m).

$L$  = Dimensión horizontal del edificio, medida a lo largo de la dirección del viento, en ft (m).  $\ddot{y}$

= Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coefficientes de Presión Neta, CN**

Techo Ángulo, $\ddot{y}$	Viento efectivo $d$ Área $\ddot{y} a^2$	Viento claro Flujo				
		zona 3	zona 2	zona 1		
0°		2.4	-3.3	1.8	-1.7	1.2
	> $a^2$ , $\ddot{y} 4.0a^2$	1.8	-1.7	1.8	-1.7	1.2
	> 4.0a <sup>2</sup>	1.2	-1.1	1.2	-1.1	1.2
	$\ddot{y} a^2$	3.2	-4.2	2.4	-2.1	1.6
7,5°		2.4	-2.1	2.4	-2.1	1.6
	> $a^2$ , $\ddot{y} 4.0a^2$	1.6	-1.4	1.6	-1.4	1.6
	> 4.0a <sup>2</sup>	3.6	-3.8	2.7	-2.9	1.8
	$\ddot{y} a^2$	2.7	-2.9	2.7	-2.9	1.8
15°		1.8	-1.9	1.8	-1.9	1.8
	> $a^2$ , $\ddot{y} 4.0a^2$	5.2	-5	3.9	-3.8	2.6
	> 4.0a <sup>2</sup>	3.9	-3.8	3.9	-3.8	2.6
	$\ddot{y} a^2$	2.6	-2.5	2.6	-2.5	2.6
30°		5.2	-4.6	3.9	-3.5	2.6
	> $a^2$ , $\ddot{y} 4.0a^2$	3.9	-3.5	3.9	-3.5	2.6
	> 4.0a <sup>2</sup>	2.6	-2.3	2.6	-2.3	2.6
	$\ddot{y} a^2$	2.6	-2.3	2.6	-2.3	2.6
45°		5.2	-4.6	3.9	-3.5	2.6
	> $a^2$ , $\ddot{y} 4.0a^2$	3.9	-3.5	3.9	-3.5	2.6
	> 4.0a <sup>2</sup>	2.6	-2.3	2.6	-2.3	2.6

Techo Ángulo, $\ddot{y}$	Viento efectivo $d$ Área $\ddot{y} a^2$	Viento Obstruido flujo				
		zona 3	zona 2	Zona 1		
0°		1	-3.6	0.8	-1.8	0.5
	> $a^2$ , $\ddot{y} 4.0a^2$	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5
	> 4.0a <sup>2</sup>	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5
	$\ddot{y} a^2$	1.6	-5.1	1.2	-2.6	0.8
7,5°		1.2	-2.6	1.2	-2.6	0.8
	> $a^2$ , $\ddot{y} 4.0a^2$	0.8	-1.7	0.8	-1.7	0.8
	> 4.0a <sup>2</sup>	2.4	-4.2	1.8	-3.2	1.2
	$\ddot{y} a^2$	1.8	-3.2	1.8	-3.2	1.2
15°		1.2	-2.1	1.2	-2.1	1.2
	> $a^2$ , $\ddot{y} 4.0a^2$	3.2	-4.6	2.4	-3.5	1.6
	> 4.0a <sup>2</sup>	2.4	-3.5	2.4	-3.5	1.6
	$\ddot{y} a^2$	2.1	-1.9	2.1	-1.9	2.1
30°		3.2	-4.6	2.4	-3.5	1.6
	> $a^2$ , $\ddot{y} 4.0a^2$	2.4	-3.5	2.4	-3.5	1.6
	> 4.0a <sup>2</sup>	1.6	-2.3	1.6	-2.3	1.6
	$\ddot{y} a^2$	3.2	-4.6	2.4	-3.5	1.6
45°		4.2	-3.8	3.2	-2.9	2.1
	> $a^2$ , $\ddot{y} 4.0a^2$	3.2	-2.9	3.2	-2.9	2.1
	> 4.0a <sup>2</sup>	2.1	-1.9	2.1	-1.9	2.1

**Notas 1.**

CN denota presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior).

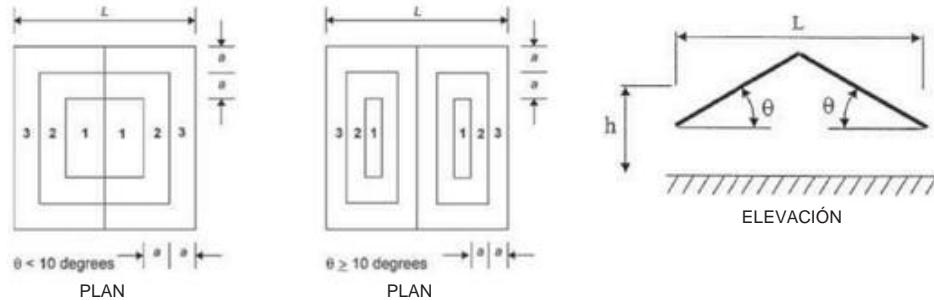
2. El flujo de viento claro denota un flujo de viento relativamente sin obstrucciones con un bloqueo menor o igual al 50 %. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (>50% de bloqueo).

3. Para valores de  $\ddot{y}$  distintos a los mostrados, se permite la interpolación lineal.

4. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.

5. Los componentes y elementos de revestimiento se diseñarán para los coeficientes de presión positivos y negativos que se muestran.

FIGURA 30.7-1 Componentes y revestimiento ( $0,25 \leq h \leq L \leq 1,0$ ): coeficiente de presión neta, CN , para edificios abiertos—Cubiertas Libres Monopendientes,  $\ddot{y} \leq 45^\circ$

**diagramas****Notación**

$a$  = 10% del di horizontal mínimo o 0.4h, cualquiera que sea menor, pero no menos del 4% de la dimensión horizontal mínima o 3 pies (0,9 m).

La dimensión  $a$  es como se muestra en la Fig. 30.7-1.  $h$

= Altura media del techo, en pies (m).

$L$  = Dimensión horizontal del edificio, medida a lo largo de la dirección del viento, en pies (m).

$\bar{\gamma}$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coeficientes de Presión Neta, CN**

Ángulo del techo	Vento efectivo A	Área	Ganar claro y flujo			
			Zona 3	Zonami 2	Zona 1	
0°	ÿ a2	2.4	-3.3	1.8	-1.7	1.2
	> a2, ÿ 4.0a2	1.8	-1.7	1.8	-1.7	1.2
	> 4.0a2	1.2	-1.1	1.2	-1.1	1.2
	ÿ a2	2.2	-3.6	1.7	-1.8	1.1
	> a2, ÿ 4.0a2	1.7	-1.8	1.7	-1.8	1.1
	> 4.0a2	1.1	-1.2	1.1	-1.2	1.1
7.5°	ÿ a2	2.2	-2.2	1.7	-1.7	1.1
	> a2, ÿ 4.0a2	1.7	-1.7	1.7	-1.7	1.1
	> 4.0a2	1.1	-1.1	1.1	-1.1	1.1
	ÿ a2	2.2	-2.2	1.7	-1.7	1.1
	> a2, ÿ 4.0a2	1.7	-1.7	1.7	-1.7	1.1
	> 4.0a2	1.1	-1.1	1.1	-1.1	1.1
15°	ÿ a2	2.6	-1.8	2	-1.4	1.3
	> a2, ÿ 4.0a2	2	-1.4	2	-1.4	1.3
	> 4.0a2	1.3	-0.9	1.3	-0.9	1.3
	ÿ a2	2.2	-1.6	1.7	-1.2	1.1
	> a2, ÿ 4.0a2	1.7	-1.2	1.7	-1.2	1.1
	> 4.0a2	1.1	-0.8	1.1	-0.8	1.1
30°	ÿ a2	2.6	-1.8	2	-1.4	1.3
	> a2, ÿ 4.0a2	2	-1.4	2	-1.4	1.3
	> 4.0a2	1.3	-0.9	1.3	-0.9	1.3
	ÿ a2	2.2	-1.6	1.7	-1.2	1.1
	> a2, ÿ 4.0a2	1.7	-1.2	1.7	-1.2	1.1
	> 4.0a2	1.1	-0.8	1.1	-0.8	1.1
45°	ÿ a2	2.2	-1.6	1.7	-1.2	1.1
	> a2, ÿ 4.0a2	1.7	-1.2	1.7	-1.2	1.1
	> 4.0a2	1.1	-0.8	1.1	-0.8	1.1
	ÿ a2	2.2	-1.6	1.7	-1.2	1.1
	> a2, ÿ 4.0a2	1.7	-1.2	1.7	-1.2	1.1
	> 4.0a2	1.1	-0.8	1.1	-0.8	1.1

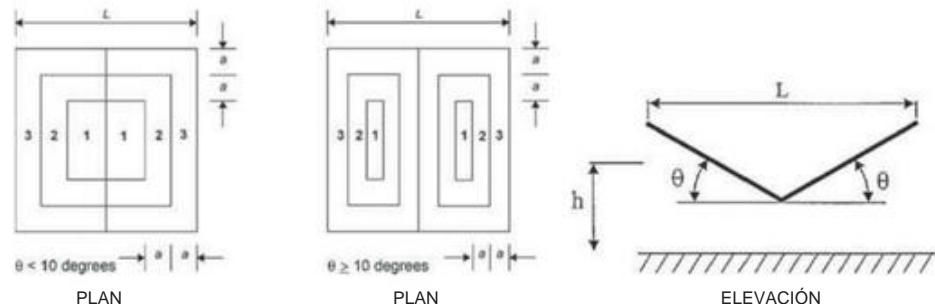
  

	Obstruido W	El aire fluye			
			zona 3	Zonami 2	Zona 1
0°	ÿ a2	1	-3.6	0.8	-1.8
	> a2, ÿ 4.0a2	0.8	-1.8	0.8	-1.8
	> 4.0a2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
	ÿ a2	1	-5.1	0.8	-2.6
	> a2, ÿ 4.0a2	0.8	-2.6	0.8	-2.6
	> 4.0a2	0.5	-1.7	0.5	-1.7
7.5°	ÿ a2	1	-3.2	0.8	-2.4
	> a2, ÿ 4.0a2	0.8	-2.4	0.8	-2.4
	> 4.0a2	0.5	-1.6	0.5	-1.6
	ÿ a2	1	-2.4	0.8	-1.8
	> a2, ÿ 4.0a2	0.8	-1.8	0.8	-1.8
	> 4.0a2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
15°	ÿ a2	1	-2.4	0.8	-1.8
	> a2, ÿ 4.0a2	0.8	-2.4	0.8	-2.4
	> 4.0a2	0.5	-1.6	0.5	-1.6
	ÿ a2	1	-2.4	0.8	-1.8
	> a2, ÿ 4.0a2	0.8	-1.8	0.8	-1.8
	> 4.0a2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
30°	ÿ a2	1	-2.4	0.8	-1.8
	> a2, ÿ 4.0a2	0.8	-1.8	0.8	-1.8
	> 4.0a2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
	ÿ a2	1	-2.4	0.8	-1.8
	> a2, ÿ 4.0a2	0.8	-1.8	0.8	-1.8
	> 4.0a2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
45°	ÿ a2	1	-2.4	0.8	-1.8
	> a2, ÿ 4.0a2	0.8	-1.8	0.8	-1.8
	> 4.0a2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
	ÿ a2	1	-2.4	0.8	-1.8
	> a2, ÿ 4.0a2	0.8	-1.8	0.8	-1.8
	> 4.0a2	0.5	-1.2	0.5	-1.2

**Notas**

1. CN denota presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior).
2. El flujo de viento claro denota un flujo de viento relativamente sin obstrucciones con un bloqueo menor o igual al 50 %. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (>50% de bloqueo).
3. Para valores de  $\bar{\gamma}$  distintos a los mostrados, se permite la interpolación lineal.
4. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.
5. Los componentes y elementos de revestimiento se diseñarán para los coeficientes de presión positivos y negativos que se muestran.

FIGURA 30.7-2 Componentes y revestimiento ( $0,25 \leq \bar{\gamma} \leq 1,0$ ): Coeficiente de presión neta, CN , para edificios abiertos—Cubiertas libres inclinadas,  $\bar{\gamma} \leq 45^\circ$

**diagramas****Notación** $a = 10\% \text{ de } l$  di horizontal este

dimensión o 0.4h

h, lo que sea s menor, pero no menos del 4% de la dimensión horizontal mínima o 3 pies (0,9 m). mi

La dimensión a es como se muestra en Fig. 30.7-1.

 $h = \text{Media ro o de altura, en pies (m metro).}$ = Horizonte  $L$  al dimension de b edificio, medir rojo en long-win nd dirección, en f pies (m). $\hat{\gamma} = \text{Ángulo del plano del techo desd@m horizontal, d grados}$ **Coeficientes de Presión Neta, CN**

Techo Ángulo, $\hat{\gamma}$	Viento efectivo D Área	Viento claro flujo			
		Zona 3	zona 2	Zona 1	
0°	$\hat{\gamma} a^2$	2.4	-3.3	1.8	-1.7
	$> un 2, \hat{\gamma} 4.0a^2$	1.8	-1.7	1.8	-1.7
	$> 4.0a^2$	1.2	-1.1	1.2	-1.1
	$\hat{\gamma}^2$	2.4	-3.3	1.8	-1.7
7,5°	$\hat{\gamma}^2$	2.4	-3.3	1.8	-1.7
	$un > un 2, \hat{\gamma} 4.0a^2$	1.8	-1.7	1.8	-1.7
	$> 4.0a^2$	1.2	-1.1	1.2	-1.1
	$\hat{\gamma}$	2.2	-2.2	1.7	-1.7
15°	$un > un 2, \hat{\gamma} 4.0a^2$	1.7	-1.7	1.7	-1.7
	$> 4.0a^2$	1.1	-1.1	1.1	-1.1
	$\hat{\gamma}^2$	2.2	-2.2	1.7	-1.7
	$un > un 2, \hat{\gamma} 4.0a^2$	1.7	-1.7	1.7	-1.7
30°	$\hat{\gamma}^2$	1.8	-2.6	1.4	-2
	$un > un 2, \hat{\gamma} 4.0a^2$	1.4	-2	1.4	-2
	$> 4.0a^2$	0.9	1.3	0.9	-1.3
	$\hat{\gamma} un^2$	1.6	-2.2	1.2	-1.7
45°	$\hat{\gamma} un^2$	1.2	-1.7	1.2	-1.7
	$> un 2, \hat{\gamma} 4.0a^2$	0.8	-1.1	0.8	-1.1
	$> 4.0a^2$	0.8	-1.1	0.8	-1.1

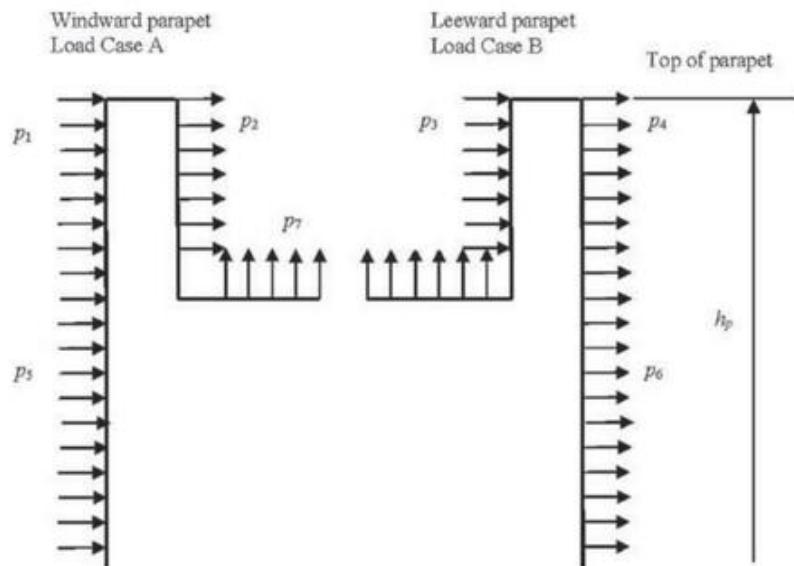
Techo Ángulo, $\hat{\gamma}$	Viento efectivo D Área	Obstruido W El aire fluye		
		Zona 3	zona 2	Zona 1
0°	$\hat{\gamma} a^2$	1	-3.6	0.8
	$> un 2, \hat{\gamma} 4.0a^2$	0.8	-1.8	0.8
	$> 4.0a^2$	0.5	-1.2	0.5
	$\hat{\gamma}^2$	1	-4.8	0.8
7,5°	$\hat{\gamma}^2$	1	-4.8	0.8
	$un > un 2, \hat{\gamma} 4.0a^2$	0.8	-2.4	0.8
	$> 4.0a^2$	0.5	-1.6	0.5
	$\hat{\gamma} un^2$	1	-2.4	0.8
15°	$\hat{\gamma} un^2$	0.8	-1.8	0.8
	$> un 2, \hat{\gamma} 4.0a^2$	0.8	-1.8	0.8
	$> 4.0a^2$	0.5	-1.2	0.5
	$\hat{\gamma} un^2$	1	-2.4	0.8
30°	$\hat{\gamma} un^2$	1	-2.8	0.8
	$> un 2, \hat{\gamma} 4.0a^2$	0.8	-2.1	0.8
	$> 4.0a^2$	0.5	-1.4	0.5
	$\hat{\gamma} un^2$	1	-2.4	0.8
45°	$\hat{\gamma} un^2$	0.8	-1.8	0.8
	$> un 2, \hat{\gamma} 4.0a^2$	0.8	-1.8	0.8
	$> 4.0a^2$	0.5	-1.2	0.5

**notas**

1. CN denota presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior).
2. El flujo de viento claro denota un flujo de viento relativamente sin obstrucciones con un bloqueo menor o igual al 50 %. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (>50% de bloqueo).
3. Para valores de  $\hat{\gamma}$  distintos a los mostrados, se permite la interpolación lineal.
4. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.
5. Los componentes y elementos de revestimiento se diseñarán para los coeficientes de presión positivos y negativos que se muestran.

FIGURA 30.7-3 Componentes y revestimiento ( $0,25 \hat{\gamma} hyl \hat{\gamma} 1,0$ ): coeficiente de presión neta, CN , para edificios abiertos—Techos libres en artesa,  $\hat{\gamma} \leq 45^\circ$

## diagramas



## notas

### Parapeto de barlovento: caso de carga A

1. La presión del parapeto de barlovento ( $p_1$ ) se determina utilizando las zonas 4 o 5 de la presión de pared positiva ( $p_5$ ) de la figura correspondiente.
2. La presión del parapeto de sotavento ( $p_2$ ) se determina utilizando las zonas de presión negativa del techo ( $p_7$ ) 2 o 3 de la figura correspondiente.

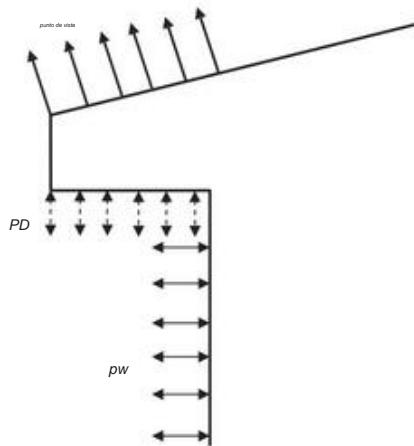
### Parapeto de sotavento: caso de carga B

1. La presión del parapeto a barlovento ( $p_3$ ) se determina utilizando las zonas 4 o 5 de la presión de pared positiva ( $p_5$ ) de la figura correspondiente.
2. La presión del parapeto de sotavento ( $p_4$ ) se determina utilizando las zonas 4 o 5 de la presión de pared negativa ( $p_6$ ) de la figura correspondiente.

**Nota para el usuario:** Consulte la Nota 5 en la Fig. 30.3-2A y la Nota 7 en la Fig. 30.5-1 para conocer las reducciones en las presiones del techo de los componentes y el revestimiento cuando hay parapetos de 3 pies (0,9 m) o más.

FIGURA 30.8-1 Componentes y revestimiento, parte 6 (todas las alturas de los edificios): cargas de viento en el parapeto, todos los tipos de edificios: cargas de viento en el parapeto

## diagramas



## Notación

$povh$  = Presión neta del techo sobre los voladizos del techo.  
 $ps$  = Presión en el sofito saliente del techo.  
 $=$  Presión en la pared.  $pw$

## notas

1. La presión neta del techo,  $povh$ , sobre los voladizos del techo se determina a partir de las zonas interiores, de borde o de esquina, según corresponda, a partir de las cifras.
2. La presión neta,  $povh$ , de las cifras incluye la contribución de presión de las superficies superior e inferior del voladizo del techo.
3. La presión positiva en el sofito  $ps$  del voladizo del techo debe tomarse como igual a la presión de la pared  $pw$ .

FIGURA 30.9-1 Componentes y revestimiento (todas las alturas de los edificios): carga de viento en los voladizos del techo para todos los tipos de edificios.  
 Cargas de viento de C&C en los voladizos del techo

Tabla 30.8-1 Pasos para determinar las cargas de viento de C&amp;C para parapetos

Paso 1: Determinar la categoría de riesgo del edificio; consulte la Tabla 1.5-1.

Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento, V, para la categoría de riesgo aplicable; véanse las figuras. 26.5-1 y 26.5-2.

Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:

- Factor de direccionalidad del viento, Kd; consulte la Sección 26.6 y la Tabla 26.6-1. • Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7. • Factor topográfico, Kzt; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1. • factor de elevación del suelo, Ke; consulte la Sección 26.9 y la Tabla 26.9-1
- Clasificación del gabinete; consulte la Sección 26.12. • Coeficiente de presión interna, (GCpi); consulte la Sección 26.13 y la Tabla 26.13-1.

Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición a la presión de la velocidad, Kh, en la parte superior del parapeto; consulte la Tabla 26.10-1.

Paso 5: Determine la presión de velocidad, qh, en la parte superior del parapeto utilizando la ecuación. (26.10-1).

Paso 6: Determinar el coeficiente de presión externa para las superficies de paredes y techos adyacentes al parapeto (GCp):

- Paredes con h ≥ 60 pies (18,3 m), consulte la Fig. 30.3-1. •

Techos planos, a dos aguas ya cuatro aguas, ver Figs. 30.3-2A-

- I. • Techos escalonados, ver Fig. 30.3-3. • Techos a dos aguas de varias luces, consulte la Fig. 30.3-4. • Cubiertas de una sola pendiente, ver Figs. 30.3-5A-B. • Techos de dientes de sierra, vea la Fig. 30.3-6. • Techos abovedados de todas las alturas, ver Fig. 30.3-7. • Paredes y techos planos con h > 60 pies (h > 18,3 m), consulte la Fig. 30.5-1. • Techos arqueados, ver Fig. 27.3-3, Nota 4.

Paso 7: Calcular la presión del viento, p, usando la Ec. (30.8-1) en la cara de barlovento y sotavento del parapeto, considerando dos casos de carga (Caso A y Caso B) como se muestra en la Fig. 30.8-1.

cifras. (GCp) se determinará para el ángulo de techo apropiado y el área efectiva de viento a partir de las cifras aplicables.

Si hay presión interna, ambos casos de carga deben ser evaluado bajo presión interna positiva y negativa.

Los pasos necesarios para la determinación de las cargas de viento sobre los componentes y el revestimiento de parapetos se muestran en la Tabla 30.8-1.

### 30.9 VOLADIZO DE TECHO

La presión del viento de diseño para voladizos de techo de edificios cerrados y parcialmente cerrados de todas las alturas, excepto edificios cerrados con h ≥ 160 pies (h ≥ 48,8 m) para los cuales se utilizan las disposiciones de la Parte 4, se debe determinar a partir de la siguiente ecuación: (30.9-1)

$$p = qh \frac{1}{2} \delta GcP \approx \delta GcPi \delta b \sqrt{f^2}$$

$$p = qh \frac{1}{2} \delta GcP \approx \delta GcPi \delta Nym^2 \quad (30.9-1.si)$$

donde

qh = presión de velocidad de la Sección 26.10 evaluada a la altura media del techo h utilizando la exposición definida en la Sección 26.7.3;

(GCp) = coeficientes de presión externa para voladizos dados en las Figs. 30.3-2A-C (techos planos, techos a dos aguas y techos a cuatro aguas), incluidas las contribuciones de las superficies superior e inferior del voladizo. El coeficiente de presión externa para el revestimiento en la parte inferior del voladizo del techo es el mismo que el coeficiente de presión externa en la superficie de la pared adyacente, ajustado para el área de viento efectiva, determinado a partir de la Fig. 30.3-1 o la Fig. 30.5-1, según corresponda. ; (GCpi)

= coeficiente de presión interna dado en la Tabla 26.13-1.

Los pasos requeridos para la determinación de las cargas de viento en Los C y C de los voladizos del techo se muestran en la Tabla 30.9-1.

### 30.10 ESTRUCTURAS Y EQUIPOS DE CUBIERTA

#### PARA EDIFICIOS

La presión C&C sobre cada pared de la estructura del techo debe ser igual a la fuerza lateral determinada de acuerdo con la Sección 29.4.1 dividida por el área de superficie de la pared respectiva de la estructura del techo y se debe considerar que actúa hacia adentro y hacia afuera.

Tabla 30.9-1 Pasos para determinar las cargas de viento de C&amp;C para voladizos de techo

Paso 1: Determinar la categoría de riesgo del edificio; consulte la Tabla 1.5-1.

Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento, V, para la categoría de riesgo aplicable; véanse las figuras. 26.5-1 y 26.5-2.

Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:

- Factor de direccionalidad del viento, Kd; consulte la Sección 26.6 y la Tabla 26.6-1. • Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7. • Factor topográfico, Kzt; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1. • factor de elevación del suelo, Ke; consulte la Sección 26.9 y la Tabla 26.9-1
- Clasificación del gabinete; consulte la Sección 26.12. • Coeficiente de presión interna, (GCpi); consulte la Sección 26.13 y

#### Tabla 26.13-1.

Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición a la presión de la velocidad, Kh; consulte la Tabla 26.10-1.

Paso 5: Determinar la presión de velocidad, qh, a la altura media del techo h usando la ecuación. (26.10-1).

Paso 6: Determinar el coeficiente de presión externa, (GCp), usando las Figs. 30.3-2A-D, F, G e I para techos planos, a dos aguas y a cuatro aguas, según los diagramas de las figuras.

Paso 7: Calcular la presión del viento, p, usando la Ec. (30.9-1); consulte la figura 30.9-1.

exterior. La presión de C&C sobre el techo debe ser igual a la fuerza de elevación vertical determinada de acuerdo con la Sección 29.4.1 dividida por el área proyectada horizontal del techo de la estructura del techo y se debe considerar que actúa en dirección ascendente.

30.11 marquesinas adjuntas en edificios con h ≥ 60 pies (h ≥ 18,3 m)

La presión del viento de diseño para marquesinas fijadas a las paredes de edificios de poca altura con h ≥ 60 pies (h ≥ 18,3 m) se determinará a partir de la siguiente ecuación:  $p = qh \delta GcP \delta b \sqrt{f^2}$

030:11 1P

$$p = qh \delta GcP \delta b \sqrt{f^2} \quad (30.11-1.si)$$

donde

qh = presión de velocidad de la Sección 26.10 evaluada a la altura media del techo h utilizando la exposición definida en la Sección 26.7.3; y

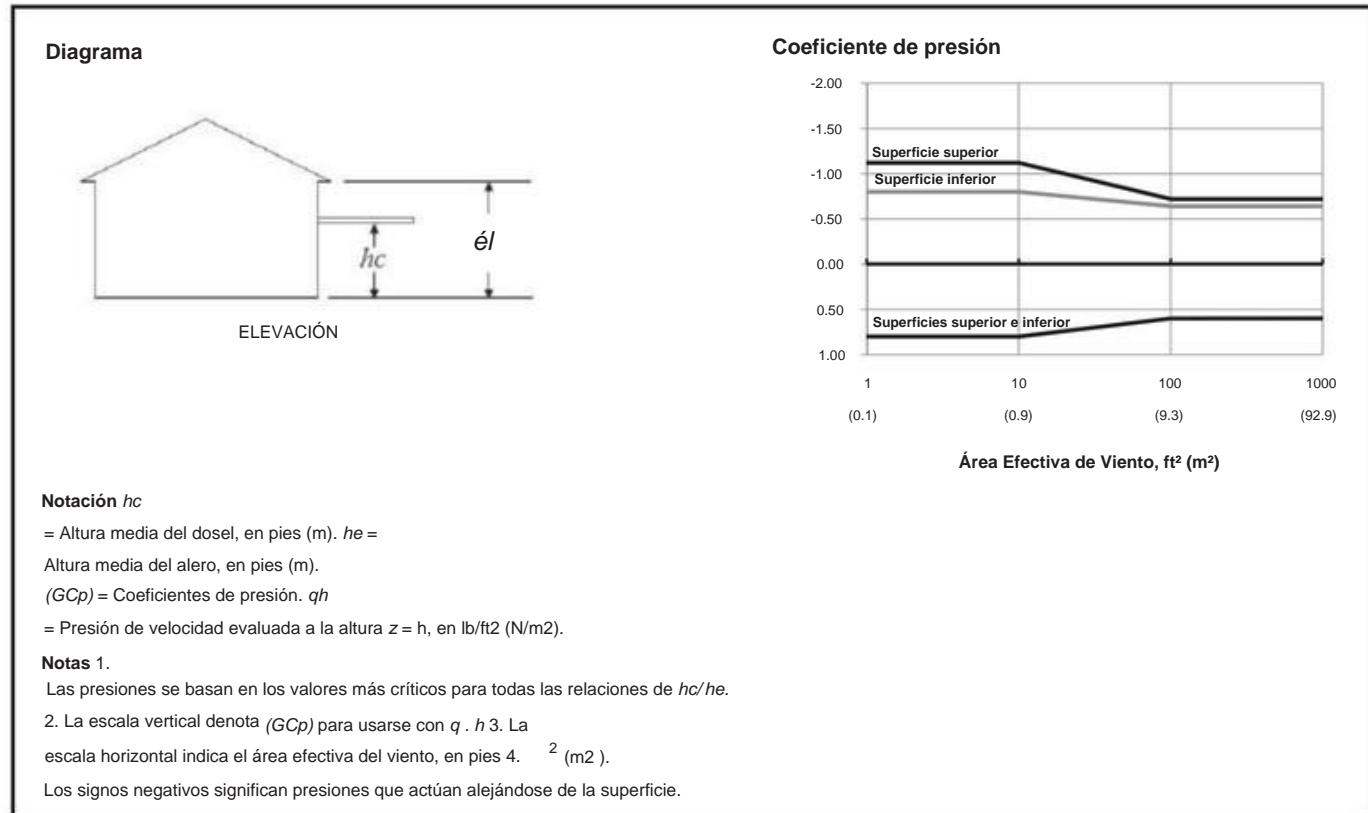


FIGURA 30.11-1A Coeficientes de presión en superficies separadas de marquesinas adosadas

Tabla 30.11-1 Pasos para determinar las cargas de viento de C&amp;C en marquesinas adosadas

- Paso 1: Determinar la categoría de riesgo del edificio, consulte la Tabla 1.5-1.
- Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento,  $V$ , para la categoría de riesgo aplicable, ver Fig. 26.5-1 y 26.5-2.
- Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:
- factor de direccionalidad del viento,  $Kd$ ; consulte la Sección 26.6 y la Tabla 26.6-1.
  - Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7.
  - Factor topográfico,  $Kv$ ; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1.
  - factor de elevación del suelo,  $Ke$ ; consulte la Sección 26.9 y la Tabla 26.9-1
- Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición a la presión de velocidad,  $Kh$ ; consulte la Tabla 26.10-1.
- Paso 5: Determinar la presión de velocidad,  $qh$ , a la altura media del techo  $h$  usando la ecuación. (26.10-1).
- Paso 6: Determinar el coeficiente de presión superficial o neta ( $GCP$ ) o ( $GCPn$ ) utilizando las figuras 30.11-1A o B.
- Paso 7: Calcular la presión del viento,  $p$ , usando la Ec. (30.11-1).

( $GCP$ ) = coeficientes de presión neta para marquesinas adosadas que se dan en la figura 30.11-1A-B para las contribuciones de las superficies superior e inferior individualmente y su efecto combinado (neto) en las marquesinas adosadas.

Los pasos requeridos para la determinación de las cargas de viento en marquesinas adjuntas se muestran en la Tabla 30.11-1.

#### PARTE 7: ESTRUCTURAS QUE NO CONSTRUYEN

#### 30.12 CONTENEDORES, SILOS Y TANQUES CIRCULARES CON $h \geq 120$ pies ( $h \geq 36,6$ m)

Las presiones del viento sobre las superficies de depósitos, silos y tanques circulares aislados se deben calcular a partir de las Secciones 30.12.1 a 30.12.5.

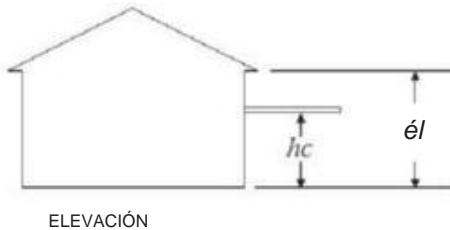
Tabla 30.12-1 Pasos para determinar las cargas de viento C&amp;C para contenedores circulares, silos y tanques

- Paso 1: Determinar la categoría de riesgo; consulte la Tabla 1.5-1.
- Paso 2: Determinar la velocidad básica del viento,  $V$ , para la categoría de riesgo aplicable; ver figs. 26.5-1 y 26.5-2.
- Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento:
- Factor de direccionalidad del viento,  $Kd$ ; consulte la Sección 26.6 y la Tabla 26.6-1.
  - Categoría de exposición B, C o D; consulte la Sección 26.7.
  - Factor topográfico,  $Kz$ ; consulte la Sección 26.8 y la Fig. 26.8-1.
  - factor de elevación del suelo,  $Ke$ ; consulte la Sección 26.9 y la Tabla 26.9-1
  - Clasificación del gabinete; consulte la Sección 26.12.
  - Coeficiente de presión interna; ( $GCPi$ ); consulte la Sección 26.13 y
- Sección 30.12.3.
- Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición a la presión de la velocidad,  $Kz$  o  $Kh$ ; ver Tabla 26.10-1.
- Paso 5: Determinar la presión de velocidad,  $qh$ , Eq. (26.10-1).
- Paso 6: Determinar el coeficiente de presión externa, ( $GCP$ ). • Paredes; consulte las Secciones 30.12.2 y 30.12.6. • Techos; consulte las Secciones 30.12.4 y 30.12.6.
- Paso 7: Calcular la presión del viento,  $p$ , usando la Ec. (30.12-1).

Los recipientes, silos y tanques circulares agrupados de tamaño similar con una separación de centro a centro mayor a 2 diámetros deben tratarse como estructuras aisladas. Para espaciamientos menores a 1.25 diámetros, las estructuras deben tratarse como agrupadas y la presión del viento debe determinarse a partir de la Sección 30.12.6. Para separaciones intermedias, se utilizará la interpolación lineal de los valores de  $Cp$  (o  $Cf$ ).

Los pasos requeridos para la determinación de las cargas de viento para Los recipientes, silos y tanques circulares se muestran en la Tabla 30.12-1.

30.12.1 Presión de viento de diseño. La presión del viento de diseño en C&C para contenedores, silos y tanques circulares aislados en  $\text{lb}/\text{ft}^2$  ( $\text{N}/\text{m}^2$ ) deberá

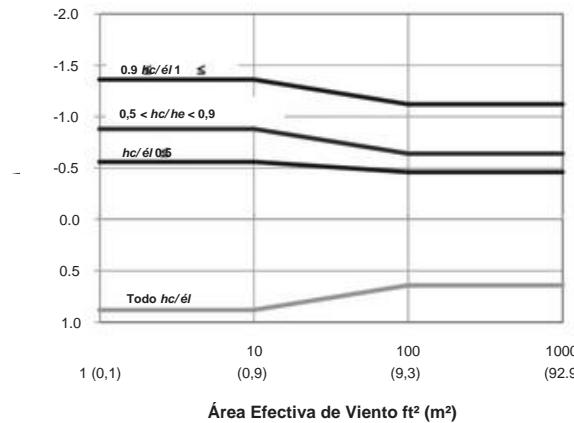
**Diagrama****Notación hc**

= Altura media del dosel, en pies (m).

$he$  = Altura media del alero, en pies (m).

$(GCpn)$  = Coeficientes de presión netos.

$q_h$  = Presión de velocidad evaluada a la altura  $z = h$ , en lb/ft<sup>2</sup> (N/m<sup>2</sup>).

**Coeficientes de presión neta****Notas 1.**

La escala vertical denota  $(GCpn)$  para usarse con  $q \cdot h$

2. La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en pies<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).

3. Los signos negativos y positivos significan presiones ascendentes y descendentes, respectivamente.

4. Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.

5. Utilice interpolación lineal para valores intermedios de  $hc/he$ .

FIGURA 30.11-1B Coeficientes de presión neta en marquesinas adosadas considerando contribuciones simultáneas de las superficies superior e inferior

determinarse a partir de la siguiente ecuación:

$$p = q_h \delta GCP_p + \delta GCP_i \delta P \quad (30.12-1)$$

donde

$q_h$  = presión de velocidad para todas las superficies evaluadas en el techo medio  
altura  $h$

$(GCP)$  = coeficientes de presión externa dados en  
• Sección 30.12.2 para muros  
• Sección 30.12.5 para lados inferiores  
• Sección 30.12.4 para techos

$(GCP_i)$  = coeficiente de presión interna dado en la Tabla 26.13-1 y  
Sección 30.12.3.

30.12.2 Paredes externas de contenedores circulares aislados, silos y  
tanques. Las presiones externas sobre las paredes de los contenedores circulares,  
silos y tanques se determinarán a partir de la presión externa  
coeficientes ( $GCP$ ) en función del ángulo  $\gamma$ , dados de la siguiente manera  
para los rangos de forma indicados:

$$\delta GCP_{\delta \gamma} = kb C_{\delta \gamma} \quad (30.12-2)$$

donde el cilindro (diámetro  $D$ ) está parado en el suelo  
o sostenido por columnas que dan una altura libre ( $C$ ) menor  
que la altura del cilindro ( $H$ ), como se muestra en la figura 30.12-1.

$H/D$  está en el rango de 0,25 a 4,0 inclusive.  $\gamma$  = ángulo desde el  
dirección del viento a un punto en la pared de un contenedor circular, silo o  
tanque, en grados.

$$kb = 1,0 \text{ para } C_{\delta \gamma} \leq 0,15; \text{o}$$

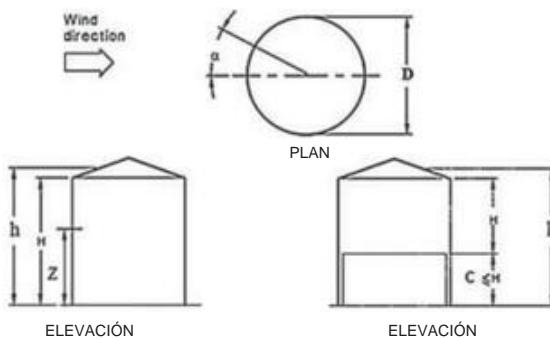
$$= 1,0 - 0,55 C_{\delta \gamma} \log 10 H/D \quad (30.12-3)$$

$$\text{para } C_{\delta \gamma} > 0,15 \\ C_{\delta \gamma} = \gamma - 0,5 \leq 0,4 \cos \gamma \leq 0,8 \cos 2\gamma \leq 0,3 \cos 3\gamma \\ 1 \leq 0,1 \cos 4\gamma \leq 0,05 \cos 5\gamma \quad (30.12-4)$$

La Fig. 30.12-1 enumera los coeficientes de presión externa para paredes,  
que incluye la distribución gráfica de la presión externa  
 $\delta GCP_{\delta \gamma}$  alrededor del perímetro del muro.

30.12.3 Superficie interna de las paredes exteriores de contenedores, silos y  
tanques circulares aislados con la parte superior abierta. Las presiones sobre el

## diagramas



Contenedores circulares, silos y tanques sobre suelo o apoyados en columnas

## Notación

$h$  = Altura media del techo, en pies (m).

$H$  = La altura del cilindro sólido, en pies (m).

$Z$  = Altura al centroide del área proyectada de una estructura circular sólida, en pies (m).

$\hat{y}$  = Ángulo desde la dirección del viento hasta un punto en la pared de un contenedor, silo o tanque circular en grados.

$D$  = Diámetro de una estructura circular, en pies (m).

$C$  = Altura libre sobre el suelo, en pies (m).

## Coeficientes de Presión Externa, ( $GCp(\hat{y})$ ), en Paredes de Tolvas Circulares, Silos y Tanques

Ángulo, $\hat{y}$ (grados)	Relación de aspecto, $H/D$				
	0.25	0.50	1.2	3	4
0°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
15°	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
30°	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
45°	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
60°	-0,70	-0,80	-1,00	-1,10	-1,20
75°	-0,80	-1,10	-1,40	-1,70	-1,90
90°	-0,80	-1,10	-1,40	-1,70	-1,90
105°	-0,70	-0,90	-1,10	-1,30	-1,40
120°	-0,60	-0,70	-0,70	-0,80	-0,80
135°	-0,40	-0,50	-0,50	-0,50	-0,60
150°	-0,40	-0,40	-0,40	-0,50	-0,50
165°	-0,40	-0,40	-0,40	-0,50	-0,50
180°	-0,40	-0,40	-0,40	-0,50	-0,50

## Distribución de la Presión Externa, ( $GCp(\hat{y})$ ), en el Perímetro del Muro

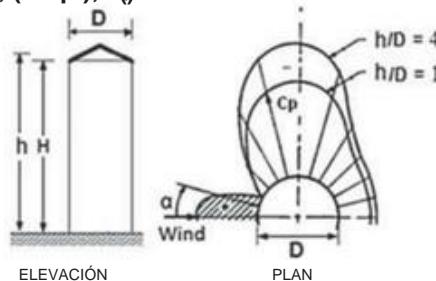
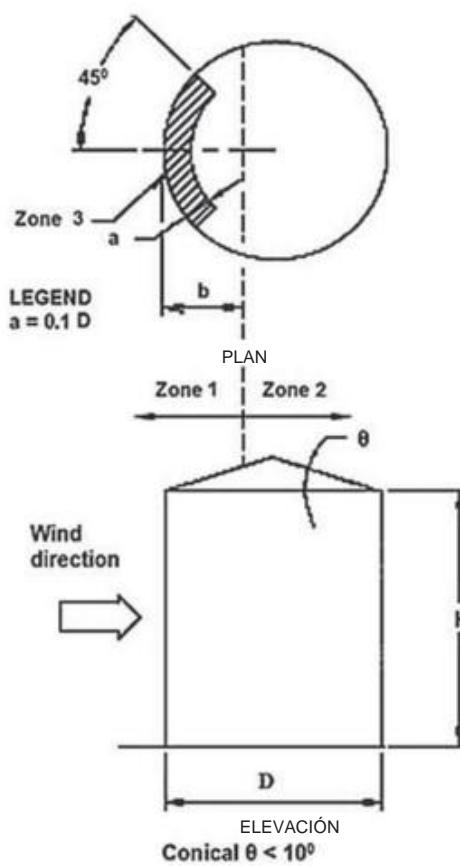


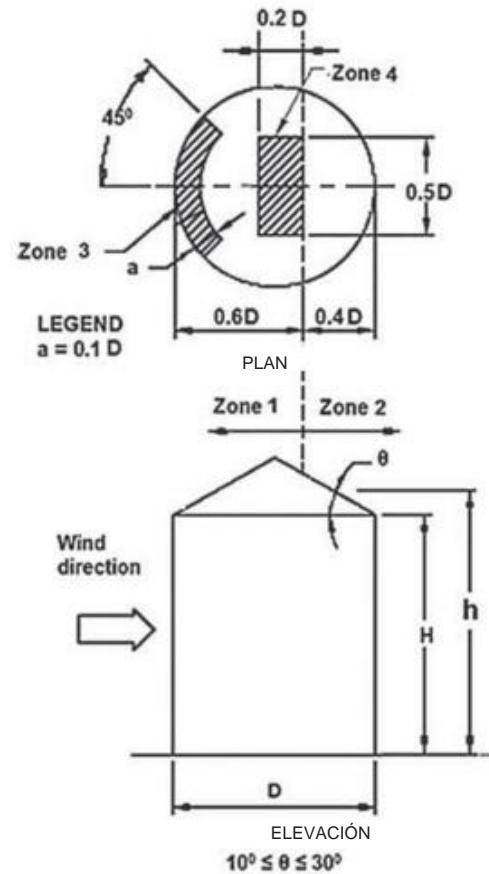
FIGURA 30.12-1 Componentes y Revestimiento [ $h \leq 120$  pies ( $h \leq 36,6$  m)]: Coeficientes de Presión Externa, ( $GCp(\hat{y})$ ), para Muros de Estructura Circular Aislada Recipientes, silos y tanques con  $D < 120$  pies (36,6 m) y  $0,25 < H/D < 4,0$ —Otras estructuras

## diagramas

Techos planos, cónicos o abovedados



Techos Cónicos



## Notación

$a$  = 10% de la menor dimensión horizontal.  $b$

= Dimensión horizontal especificada para la Zona 1 de un techo cónico, en pies (m).

$D$  = Diámetro de una estructura circular, en pies (m).

$h$  = Altura media del techo, en pies (m).

$H$  = Altura del cilindro sólido, en pies (m).  $\bar{y}$  =

Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

## Coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ()), para Techos de Tolvas Circulares Aisladas, Silos y Tanques

$H/D$	0.25	0.5	$\bar{y}1.0$
$B$	0.2D	0.5D	$0.1h + 0.6D$

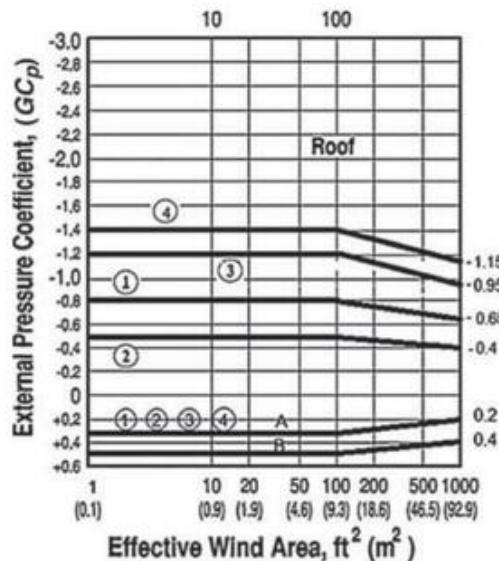
## Notas

Para tejados con ángulos de tejado medios inferiores a 10 grados,  $b$  se determinará a partir de esta tabla.

Se permitirá la interpolación lineal.

FIGURA 30.12-2 Componentes y Revestimiento [ $h \geq 120$  ft ( $h \geq 36,6$  m)]: Coeficientes de Presión Externa, ( $GC_p$  ), para Techos de Circular Aislada Recipientes, silos y tanques con  $D < 120$  pies (36,6 m) y  $0,25 < H/D < 4,0$ —Otras estructuras

continúa

**Coeficiente de presión externa****Notas 1.**

1. La escala vertical denota ( $GC_p$ ) para usarse con  $q_h$ .
2. La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en pies<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
5. Para voladizos de cubierta, ( $GC_p$ ) será igual a los valores de la Zona 1 multiplicados por 2,0.
6. Los valores de la línea A se aplicarán a los techos con ángulos de techo de menos de 10 grados.
7. Los valores de la línea B se aplicarán a techos con ángulos de techo mayores e iguales a 10 grados.

**FIGURA 30.12-2 (Continuación).** Componentes y revestimiento [h ≤ 120 pies (h ≤ 36,6 m)]: coeficientes de presión externa, ( $GC_p$ ), para techos de contenedores circulares aislados, silos y tanques con  $D < 120$  pies (36,6 m) y  $0,25 < H/D < 4,0$ —Otras estructuras

La superficie interna de las paredes exteriores de contenedores circulares abiertos, silos y tanques se determinará a partir de la Ec. (30.12-5):

$$\delta GC_{piB} = 0,9 \leq 0,35 \log_{10} \frac{H}{D} \quad (30.12-5)$$

**30.12.4 Techos de Tolvas, Silos y Tanques Circulares Aislados.** Las presiones externas sobre los techos o tapas de contenedores, silos o tanques de sección transversal circular deben ser iguales a los coeficientes de presión externa ( $GC_p$ ) dados en la Fig. 30.12-2 para las Zonas 1, 2, 3 y 4.

La Zona 3 es aplicable a los bordes de barlovento de techos con pendiente menor o igual a 30°, y la Zona 4 es aplicable a la región cercana al vértice del cono para techos con pendiente mayor a 15°. Las áreas aplicables se muestran en la Fig. 30.12-2.

**30.12.5 Parte inferior de contenedores, silos y tanques circulares elevados aislados.** Los valores de ( $GC_p$ ) para la parte inferior de contenedores, silos y tanques circulares elevados deben tomarse como 1.2 y  $\geq 0.9$  para la Zona 3 y 0.8 y  $\geq -0.6$  para la Zona 1 y la Zona 2, como se muestra en la Fig. 30.12-2.

**30.12.6 Techos y paredes de contenedores, silos y tanques circulares agrupados.** Grupos estrechamente espaciados con espaciado de centro a centro

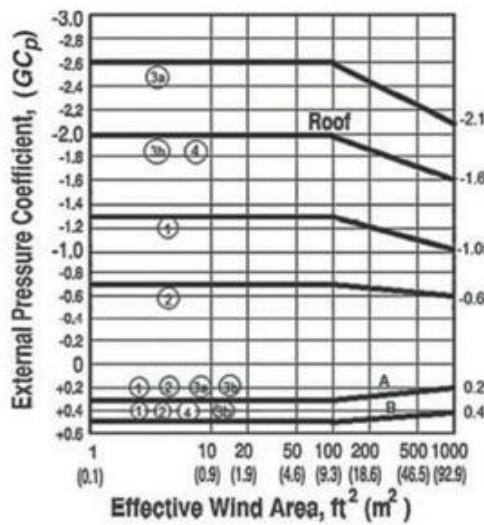
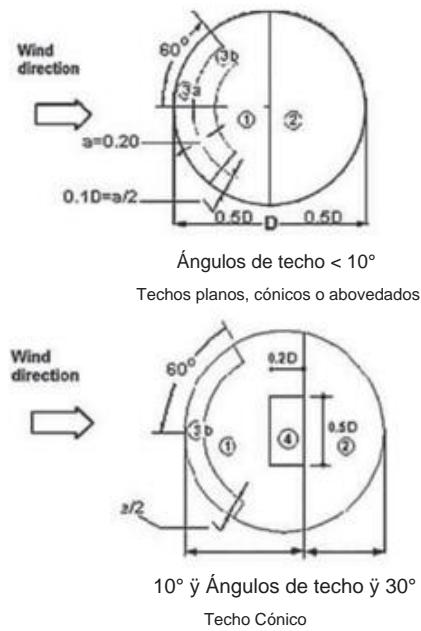
menos de 1.25D, las presiones externas de depósitos, silos o tanques agrupados deben ser iguales a los coeficientes de presión externa ( $GC_p$ ) dados en la Fig. 30.12-3 para las Zonas 1, 2, 3a, 3b y 4 para techos y Fig. 30.12-4 para las Zonas 5a, 5b, 8 y 9 para paredes.

#### 30.13 PANELES SOLARES EN CUBIERTAS PARA EDIFICIOS DE TODAS LAS ALTURAS CON CUBIERTAS PLANAS O A DOS O CUADRADAS CON PENDIENTES INFERIORES A 7°

Las presiones de viento de diseño para módulos y paneles solares de techo se determinarán de acuerdo con la Sección 29.4.3 para paneles solares de techo que cumplan con los requisitos geométricos especificados en la Sección 29.4.3.

#### 30.14 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

No hay estándares de consenso y otros documentos que serán considerados parte de esta norma se mencionan en este capítulo.

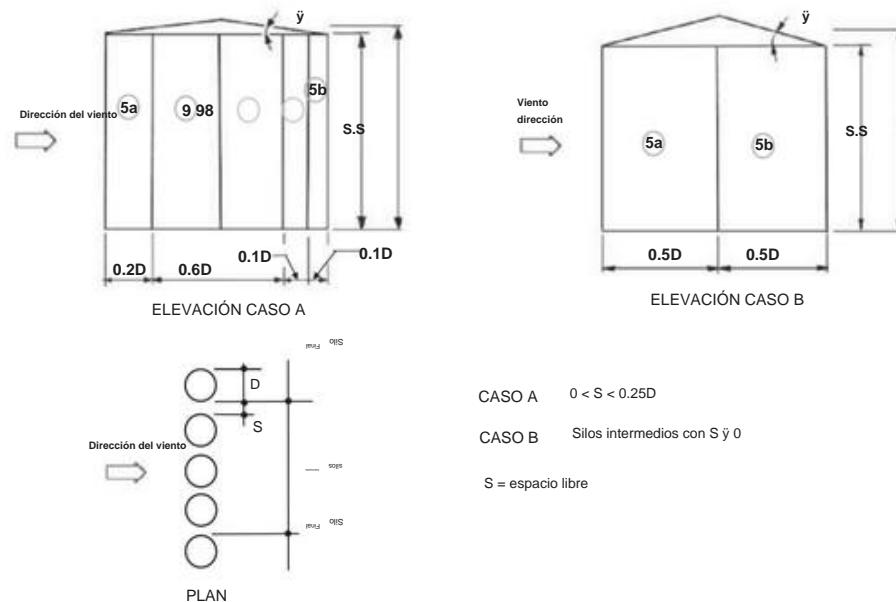
**diagramas****Coeficiente de presión externa****Notación**

- $a$  = 20% de la menor dimensión horizontal.
- $D$  = Diámetro de una estructura circular, en pies (m).
- $h$  = Altura media del techo, en pies (m), véase la figura 30.12-4.
- $\theta$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

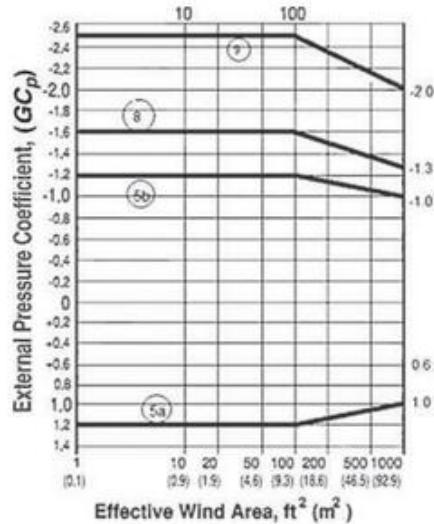
**Notas 1.**

- La escala vertical denota ( $GC_p$ ) para usarse con  $q_h$ .
- 2. La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en pies<sup>2</sup> (m<sup>2</sup> ).
- 3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- 4. Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
- 5. Los valores de la línea A se aplicarán a techos con ángulos de techo de menos de 10 grados.
- 6. Los valores de la línea B se aplicarán a techos con ángulos de techo mayores e iguales a 10 grados.
- 7. La zona 4 se aplicará a techos con ángulos de techo mayores de 15 grados.
- 8. Para voladizos de techo, ( $GC_p$ ) será igual a los valores de la Zona 1 multiplicados por 2,0.

FIGURA 30.12-3 Componentes y Revestimiento [ $h \leq 120$  pies ( $h \leq 36,6$  m)]: Coeficientes de Presión Externa, ( $GC_p$  ), para Techos de Circular Agrupada Contenedores, silos y tanques con  $D < 120$  pies ( $D < 36,6$  m) y  $0,25 < H/D < 4,0$  (espaciado de centro a centro  $< 1,25 D$ )—Otras estructuras

**diagramas****Notación**

- $D$  = Diámetro de una estructura circular, en pies (m).  
 $h$  = Altura media del techo, en pies (m).  
 $H$  = La altura del cilindro sólido, en pies (m).  
 $\hat{y}$  = Ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

**Coeficiente de presión externa****notas**

- La escala vertical denota ( $GC_p$ ) para usarse con  $qh$ .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en pies<sup>2</sup> ( $\text{m}^2$ ).
- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
- La zona 9 será la región con la distancia más corta entre los silos adyacentes y en las esquinas exteriores de los grupos.
- El caso A es aplicable para los silos con espacio libre mayor que 0 y menor que 0.25D. El caso B es aplicable para el silos intermedios de la matriz de silos conectados, excluyendo los silos finales, con espacio libre igual o menor que 0.

FIGURA 30.12-4 Componentes y Revestimiento [ $h \geq 120$  pies ( $h \geq 36,6$  m)]: Coeficientes de Presión Externa, ( $GC_p$ ), para Muros de Forma Circular Agrupada Recipientes, silos y tanques con  $D < 120$  pies (36,6 m) y  $0,25 < H\hat{y}D < 4,0$  (espaciado de centro a centro  $< 1,25 D$ )—Otras estructuras

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO 31

### PROCEDIMIENTO DEL TÚNEL DE VIENTO

#### 31.1 ALCANCE

El Procedimiento de Túnel de Viento se utilizará cuando lo requieran las Secciones 27.1.3, 28.1.3 y 29.1.3. Se permitirá el Procedimiento de Túnel de Viento para cualquier edificio u otra estructura en lugar de los procedimientos de diseño especificados en el Capítulo 27 (sistema principal resistente a la fuerza del viento [MWFRS] para edificios de todas las alturas y edificios de diafragma simple con h  $\geq$  160 pies (48,8 m)), Capítulo 28 (MWFRS de edificios de poca altura y diafragma simple, edificios de poca altura), Capítulo 29 (MWFRS para todas las demás estructuras) y Capítulo 30 (componentes y revestimiento [C&C] para todos los tipos de edificios y otras estructuras).

**Nota para el usuario:** el Capítulo 31 siempre se puede usar para determinar las presiones del viento para el MWFRS y/o para C&C de cualquier edificio u otra estructura. Se considera que este método produce las presiones de viento más precisas de cualquier método especificado en esta norma.

#### 31.2 CONDICIONES DE PRUEBA

Las pruebas de túnel de viento, o pruebas similares que utilicen fluidos que no sean aire, utilizadas para la determinación de las cargas de viento de diseño para cualquier edificio u otra estructura, deben realizarse de acuerdo con esta sección. Las pruebas para la determinación de fuerzas y presiones medias y fluctuantes deben cumplir con los requisitos de ASCE 49.

#### 31.3 RESPUESTA DINÁMICA

Las pruebas con el propósito de determinar la respuesta dinámica de un edificio u otra estructura deben estar de acuerdo con la Sección 31.2. El modelo estructural y el análisis asociado deberán tener en cuenta la distribución de masa, la rigidez y el amortiguamiento.

#### 31.4 EFECTOS DE CARGA

**31.4.1 Intervalos medios de recurrencia de efectos de carga.** La carga requerida para el diseño de la resistencia se determinará para el mismo intervalo de recurrencia medio que para el método analítico utilizando un método de análisis racional, definido en la literatura reconocida, para combinar los datos direccionales del túnel de viento con los datos meteorológicos direccionales o modelos probabilísticos basados en ellos. El efecto de carga requerido para el diseño de tensión admisible debe ser igual al efecto de carga requerido para el diseño de resistencia dividido por 1.6. Para edificios u otras estructuras que sean sensibles a posibles variaciones en los valores de los parámetros dinámicos, se requerirán estudios de sensibilidad para proporcionar una base racional para las recomendaciones de diseño.

**31.4.2 Limitaciones en la Velocidad del Viento.** Las velocidades del viento y las estimaciones probabilísticas basadas en las mismas estarán sujetas a las limitaciones descritas en la Sección 26.5.3.

Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras

**31.4.3 Direccionalidad del Viento.** El clima de viento direccional basado en datos de velocidad de viento direccional registrados o simulados se considerará para determinar las cargas de viento, y los datos se presentarán como parte del informe del túnel de viento presentado a la autoridad competente. El método para combinar los datos del modelo del túnel de viento con la información sobre la velocidad y la dirección del viento en el sitio del proyecto también se indicará claramente en el Informe del túnel de viento. La variación en la dirección del viento, basada en la incertidumbre en los datos del clima del viento, se debe considerar al determinar la carga del viento, y las cargas de viento de diseño se deben basar en los valores más grandes que resulten de esta incertidumbre.

No se requiere la consideración de la incertidumbre en la dirección del viento en la determinación de los efectos del viento relacionados con la capacidad de servicio.

**31.4.4 Limitaciones de Cargas.** Las cargas para el MWFRS determinadas mediante ensayos en túnel de viento se limitarán de modo que las cargas principales generales en las direcciones x e y no sean inferiores al 80 % de las que se obtendrían de la Parte 1 de

el Capítulo 27 o la Parte 1 del Capítulo 28 para edificios o el Capítulo 29 para otras estructuras. La carga principal general para edificios se basará en el momento de volteo para edificios flexibles y el cortante base para otros edificios. La carga principal general para otras estructuras se basará en el momento de volteo para estructuras flexibles y el cortante base para otras estructuras.

Las presiones para C&C determinadas por pruebas de túnel de viento se limitarán a no menos del 80% de las calculadas para la Zona 4 para

paredes y Zona 1 para techos utilizando el procedimiento del Capítulo 30.

Estas zonas se refieren a las mostradas en las Figs. 30.3-1, 30.3-2A-C, 30.3-3, 30.3-4, 30.3-5A-B, 30.3-6, 30.3-7 y 30.5-1.

Los valores límite del 80 % podrán reducirse al 50 % para la MWFRS y 65% para C&C si se aplica cualquiera de las siguientes condiciones:

1. No había edificios u objetos influyentes específicos dentro del modelo de proximidad detallado.
2. Las cargas y presiones de pruebas complementarias para todas las direcciones de viento significativas en las que edificios u objetos influyentes específicos son reemplazados por la rugosidad representativa de la condición de rugosidad adyacente, pero no más rugosa que la exposición B, se incluyen en los resultados de la prueba.

#### 31.5 DESECHOS TRANSPORTADOS POR EL VIENTO

El cristalamiento en edificios en regiones con escombros arrastrados por el viento debe protegerse de acuerdo con la Sección 26.12.3.

#### 31.6 COLECTORES SOLARES DE TECHO PARA PENDIENTES DE TECHO INFERIORES A 7 GRADOS

Las cargas de viento en los colectores solares montados en el techo con una pendiente del techo de menos de 7 grados pueden determinarse mediante túnel de viento.

pruebas como cargas genéricas aplicables a una variedad de edificios, mediante la determinación de coeficientes de carga para uso en las ecuaciones de análisis del Procedimiento Direccional en los Capítulos 27 y 29 para MWFRS y en la Parte 5 del Capítulo 30 para C&C. Alternativamente, se permite especificar las cargas genéricas con un método de análisis definido en el informe de la prueba del túnel de viento. No es necesario incluir edificios cercanos específicos en las pruebas cuando los resultados se van a utilizar para varios sitios.

Las pruebas en túnel de viento deberán cumplir con ASCE 49, cumplir con los requisitos específicos de los colectores solares montados en el techo y con los requisitos adicionales específicos de los colectores solares montados en el techo, incluidas las siguientes variables. Estos requisitos incluyen modelos de colectores solares a escala precisa, incluido el ángulo de inclinación del colector, el espacio entre filas, los pasillos o espacios entre las filas de colectores en comparación con los ejes principales del edificio, las formas del deflector/cubierta y la geometría del soporte del colector, estructura. Las pruebas incluirán al menos ocho filas de colectores, cuando sean aplicables más de ocho filas, montados en el techo de edificios genéricos representativos. Los modelos de edificios genéricos deberán ser lo suficientemente grandes en el área del plano para capturar el entorno de flujo de viento sobre diferentes zonas de techo. La matriz de prueba deberá incluir el rango de dimensiones del plano de construcción, altura del alero, altura del parapeto, pendiente del techo y edificios abiertos o cerrados.

El análisis de datos deberá considerar las cargas de viento de todas las direcciones del viento. Los coeficientes de carga genéricos se calcularán para ser consistentes con coeficientes en los Capítulos 27, 29 y 30 o se definirá para aplicar a un procedimiento de análisis especificado en el informe de prueba.

El informe de ensayo incluirá métodos de recopilación de datos, análisis de datos, modelado de capa límite, modelado de colectores y edificios, cargas de viento medidas y su relación con el área de viento efectiva, conversión de datos en coeficientes genéricos y condiciones de aplicabilidad de los resultados a diferentes tipos de edificios, y geometría del colector. Los resultados del túnel de viento no se deben extrapolar a configuraciones geométricas que no hayan sido previstas por el estudio del túnel de viento. Se permitirá la interpolación entre dos o más ensayos. Las limitaciones del estudio del túnel de viento, como el rango de los parámetros de geometría del colector y del edificio que se probaron, se deben informar claramente.

### 31.6.1 Requisitos de la prueba en túnel de viento

**31.6.1.1 Limitaciones de Cargas de Viento para Colectores Solares de Techo.** Para los sistemas de colectores solares fotovoltaicos que cumplan con las limitaciones y los requisitos de geometría de la Fig. 29.4-7, la carga mínima de viento de diseño basada en un estudio de túnel de viento no debe ser inferior al 65% de los valores resultantes de 29.4-7 sujeto a las condiciones de Sección 31.4.3. La fuerza mínima del viento de diseño basada en un estudio de túnel de viento para sistemas de colectores solares montados en el techo no necesita cumplir con la presión neta mínima de 16 lb=ft<sup>2</sup> (0,77 kN=m<sup>2</sup>) según ASCE 7-16, Sección 30.2.2.

**31.6.1.2 Requisitos de revisión por pares para pruebas en túnel de viento de colectores solares montados en techo.** Valores de carga de viento más bajos que los indicados en la Sección 31.6.1.1 se permitirán cuando se realice una revisión por pares independiente de la prueba de túnel de viento de acuerdo con esta sección. La revisión por pares independiente será una revisión técnica objetiva realizada por revisores expertos con experiencia en la realización de estudios de túnel de viento en edificios y sistemas similares, y en capas límite atmosféricas simuladas adecuadamente. Las calificaciones mínimas para el revisor por pares serán las siguientes:

- El revisor por pares será independiente del laboratorio del túnel de viento que realizó las pruebas y el informe y no tendrá ningún conflicto de intereses.
- El revisor por pares deberá tener experiencia técnica en la aplicación de estudios de túnel de viento en edificios similares al que se está revisando.
- El revisor homólogo deberá tener experiencia en la realización o evaluación de estudios de túnel de viento de capa límite y deberá estar familiarizado con las cuestiones técnicas y las reglamentaciones que rigen el Procedimiento de túnel de viento en ASCE 49, ya que se aplica a sistemas similares a los colectores solares fotovoltaicos que utilizan un túnel de viento generalizado. datos para el diseño.

El revisor por pares deberá revisar el informe del túnel de viento, incluidos, entre otros, los métodos de recopilación de datos, el análisis de datos, el modelado de la capa límite, el modelado de colectores y edificios, las cargas de viento resultantes y su relación con el área de viento efectiva, la conversión de datos en valores de GCm y condiciones de aplicabilidad de los resultados a diferentes tipos de edificios, geometría del colector y otros temas relevantes identificados por el revisor.

El revisor por pares deberá presentar un informe escrito a la Autoridad competente y al cliente. El informe deberá incluir, como mínimo, declaraciones sobre lo siguiente: alcance de la revisión por pares con limitaciones definidas; el estado del estudio del túnel de viento en el momento de la revisión; conformidad del estudio del túnel de viento con los requisitos de ASCE 49 y la Sección 31.6.1; conclusiones del revisor que identifiquen áreas que necesitan mayor revisión, investigación y/o aclaración; recomendaciones; y si, en opinión del revisor, las cargas de viento derivadas del estudio del túnel de viento cumplen con ASCE 7-16 para los usos previstos.

### 31.7 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Esta sección enumera los estándares de consenso y otros documentos que se considerarán parte de este estándar en la medida en que se hace referencia en este capítulo.

ASCE 49, Ensayos en túnel de viento para edificios y otros Estructuras, Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, 2012.

Citado en: Secciones 31.2, 31.6, 31.6.1.2, C31, C31.4.2, C31.6.1

**APÉNDICE 11A**  
**DISPOSICIONES DE GARANTÍA DE CALIDAD**

[ESTE APÉNDICE HA SIDO ELIMINADO EN SU TOTALIDAD DE LA EDICIÓN DE 2016]

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## APÉNDICE 11B

### DISPOSICIONES DE EDIFICIOS EXISTENTES

#### 11B.1 ALCANCE

Las disposiciones de este apéndice se aplicarán al diseño y construcción de reformas y adiciones ya estructuras existentes con cambio de uso.

#### 11B.2 ADICIONES ESTRUCTURALMENTE INDEPENDIENTES

Una adición que sea estructuralmente independiente de una estructura existente deberá diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos sísmicos para estructuras nuevas.

#### 11B.3 ADICIONES ESTRUCTURALMENTE DEPENDIENTES

Cuando una adición no sea estructuralmente independiente de una estructura existente, la adición y las modificaciones a la estructura existente deben diseñarse y construirse de manera que toda la estructura cumpla con los requisitos de fuerza-resistencia sísmica para estructuras nuevas.

**EXCEPCIONES:** No se requerirá que toda la estructura cumpla con los requisitos de fuerza-resistencia sísmica para estructuras nuevas donde se cumplan todas las siguientes condiciones:

1. La adición cumple con los requisitos para nuevos estructuras
2. La adición no aumenta las fuerzas sísmicas en ningún elemento estructural de la estructura existente en más del 10 %, a menos que la capacidad del elemento sujeto a las fuerzas aumentadas aún cumpla con esta norma.
3. La adición no disminuye la resistencia sísmica de cualquier elemento estructural de la estructura existente a menos que la resistencia reducida sea igual o mayor que la requerida para estructuras nuevas.

#### 11B.4 ALTERACIONES

Se pueden hacer modificaciones a cualquier estructura sin requerir que la estructura existente cumpla con esta norma, siempre que las modificaciones cumplan con los requisitos para una estructura nueva.

No se permitirán alteraciones que aumenten la fuerza sísmica en cualquier elemento estructural existente en más del 10 % o disminuyan la resistencia de diseño de cualquier elemento estructural existente para resistir las fuerzas sísmicas en más del 10 %, a menos que la resistencia sísmica completa

Se determina que el sistema resistente a la fuerza cumple con esta norma para una nueva estructura.

**EXCEPCIONES:** Las alteraciones a los elementos estructurales existentes o las adiciones de nuevos elementos estructurales que no sean requeridas por esta norma y que se inicien con el fin de aumentar la resistencia o rigidez del sistema de resistencia a la fuerza sísmica de una estructura existente no deberán ser diseñadas, para fuerzas de acuerdo con esta norma siempre que se presente un análisis de ingeniería que indique lo siguiente:

1. No se reducen las resistencias de diseño de los elementos estructurales existentes necesarios para resistir las fuerzas sísmicas.
2. La fuerza sísmica de los elementos estructurales existentes requeridos no aumenta más allá de su resistencia de diseño.
3. Nuevos elementos estructurales son detallados y conectados a la elementos estructurales existentes como lo exige esta norma.
4. Los elementos no estructurales nuevos o reubicados se detallan y conectado a elementos estructurales nuevos o existentes según lo requiere esta norma.
5. La alteración no crea una irregularidad estructural ni agudiza una irregularidad existente.

#### 11B.5 CAMBIO DE USO

Cuando un cambio de uso resulte en la reclasificación de una estructura a una categoría de mayor riesgo según se define en la Tabla 1.5-1 de esta norma, la estructura deberá cumplir con los requisitos sísmicos para construcciones nuevas.

**EXCEPCIONES:**

1. Cuando un cambio de uso resulte en la reclasificación de una estructura de la categoría de riesgo I o II a la categoría de riesgo III y la estructura esté ubicada en un área del mapa sísmico donde  $SDS < 0,33$ , no se requiere el cumplimiento de los requisitos sísmicos de esta norma .
2. No es necesario cumplir con los requisitos específicos de detalle sísmico de esta norma para una nueva estructura cuando se puede demostrar que el nivel de desempeño y seguridad sísmica es equivalente al de una estructura nueva. Dicho análisis deberá considerar la regularidad, la sobrerresistencia, la redundancia y la ductilidad de la estructura dentro del contexto de los detalles existentes y de actualización (si corresponde) proporcionados.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## APÉNDICE C

### CONSIDERACIONES DE MANTENIMIENTO

#### C.1 CONSIDERACIONES DE FUNCIONAMIENTO

Este apéndice no es una parte obligatoria de la norma, pero proporciona una guía para el diseño de servicio para mantener la función de un edificio y la comodidad de sus ocupantes durante el uso normal. Los límites de servicio (p. ej., deformaciones o aceleraciones estáticas máximas) se elegirán teniendo debidamente en cuenta la función prevista de la estructura.

La capacidad de servicio se comprobará utilizando las cargas apropiadas para la estado límite considerado.

#### C.2 DEFLEXIÓN, DERIVA Y VIBRACIÓN

##### C.2.1 Deflexiones Verticales. Deformaciones de piso y techo.

Los miembros y sistemas causados por las cargas de servicio no deben afectar la capacidad de servicio de la estructura.

**C.2.2 Desplazamiento de Muros y Marcos.** La deflexión lateral o el desplazamiento de las estructuras y la deformación de los diafragmas horizontales y los sistemas de ariostramiento causados por los efectos del viento no deben afectar la capacidad de servicio de la estructura.

**C.2.3 Vibraciones.** Los sistemas de piso que soportan grandes áreas abiertas libres de tabiques u otras fuentes de amortiguación, donde la vibración causada por el tráfico de peatones puede ser objetable, deben diseñarse teniendo debidamente en cuenta dicha vibración.

El equipo mecánico que pueda producir vibraciones objetables en cualquier parte de una estructura habitada deberá estar aislado para minimizar la transmisión de tales vibraciones a la estructura.

Los sistemas estructurales del edificio deben diseñarse de modo que las vibraciones inducidas por el viento no causen molestias a los ocupantes ni daños al edificio, sus accesorios o contenido.

#### C.3 DISEÑO PARA DEFLEXIÓN A LARGO PLAZO

Cuando sea necesario para el desempeño aceptable del edificio, los elementos y sistemas deben estar diseñados para soportar deflexiones irreversibles a largo plazo bajo carga sostenida.

#### C.4 COMBA

Los requisitos especiales de combadura que son necesarios para que un miembro cargado se relacione correctamente con el trabajo de otros oficios se establecerán en los documentos de diseño.

Las vigas detalladas sin curvatura especificada se colocarán durante el montaje de modo que cualquier curvatura menor quede hacia arriba. Si la comba involucra la construcción de cualquier miembro bajo precarga, esto deberá anotarse en los documentos de diseño.

#### C.5 EXPANSIÓN Y CONTRACCIÓN

Los cambios dimensionales en una estructura y sus elementos causados por variaciones de temperatura, humedad relativa u otros efectos no deberán afectar la capacidad de servicio de la estructura.

Se deben tomar medidas para controlar el ancho de las grietas o para limitar el agrietamiento proporcionando juntas de alivio.

#### C.6 DURABILIDAD

Los edificios y otras estructuras deberán estar diseñados para tolerar efectos ambientales a largo plazo o deberán estar protegidos contra tales efectos.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## APÉNDICE D

### EDIFICIOS EXENTOS DE CASOS DE CARGA DE VIENTO TORSIONAL

#### D.1 ALCANCE

No es necesario considerar los casos de carga de torsión de la figura 27.3-8 (Caso 2 y Caso 4) para un edificio que cumpla las condiciones de las Secciones D.2, D.3, D.4, D.5 o D.6 o , si puede demostrarse por otros medios que los casos de carga de torsión de la figura 27.3-8 no controlan el diseño.

#### D.2 EDIFICIOS DE UNO Y DOS PISOS QUE CUMPLAN CON LOS SIGUIENTES REQUISITOS

Están exentos los edificios de un piso con una altura menor o igual a 30 pies (9,2 m), los edificios de dos pisos o menos con estructura ligera y los edificios de dos pisos o menos diseñados con diafragmas flexibles.

#### D.3 EDIFICIOS CONTROLADOS POR SÍSMICOS CARGANDO

**D.3.1 Edificios con Diafragmas en Cada Nivel que No Son Flexibles.** Están exentas las estructuras de edificación que sean regulares bajo carga sísmica (como se define en la Sección 12.3.2) y cumplan con lo siguiente:

- La excentricidad entre el centro de masa y el baricentro geométrico del edificio en ese nivel no deberá exceder el 15% del ancho total del edificio a lo largo de cada eje principal considerado en cada nivel, y 2. El cortante del piso de diseño determinado para carga sísmica como especificado en el Capítulo 12 en cada nivel de piso debe ser al menos 1,5 veces el cortante del piso de diseño determinado para las cargas de viento como se especifica aquí.

Los casos de carga de sismo y viento de diseño considerados al evaluar esta excepción serán los casos de carga sin torsión.

**D.3.2 Edificios con Diafragmas en Cada Nivel que Son Flexibles.** Están exentas las estructuras de edificación que sean regulares bajo carga sísmica (como se define en la Sección 12.3.2) y cumplan con lo siguiente:

- Las fuerzas cortantes sísmicas de cálculo resueltas en los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales deben ser al menos 1,5 veces las correspondientes fuerzas cortantes del viento de cálculo resistidas por esos elementos.

Los casos de carga de sismo y viento de diseño considerados al evaluar esta excepción serán los casos de carga sin torsión.

#### D.4 EDIFICIOS CLASIFICADOS COMO TORSIONALES REGULARES BAJO CARGA DE VIENTO

Están exentos los edificios que cumplen con la definición de edificios torsionalmente regulares bajo carga de viento contenida en la Sección 26.2.

**EXCEPCIÓN:** Si un edificio no califica como torsionalmente regular bajo carga de viento, se permite basar el diseño en la carga de viento básica Caso 1 que se incrementa proporcionalmente de modo que el desplazamiento máximo en cada nivel no sea menor que el desplazamiento máximo para la carga de torsión Caso 2.

#### D.5 EDIFICIOS CON DIAFRAGMAS QUE SON FLEXIBLES Y DISEÑADO PARA AUMENTAR CARGA DE VIENTO

Los casos de carga de viento torsional no necesitan ser considerados si el la presión del viento de diseño en los Casos 1 y 3 de la Fig. 27.3-8 se incrementa por un factor de 1.5

#### D.6 EDIFICIOS DE DIAFRAGMA SIMPLE DE CLASE 1 Y CLASE 2 h y 160 pies (48,8 m) QUE CUMPLAN LOS SIGUIENTES REQUISITOS (CONSULTE LA SECCIÓN 27.5.2)

**D.6.1 Caso A—Edificios Clase 1 y Clase 2.** Están exentos los edificios cuadrados con  $L_y/B = 1.0$ , cuando se cumplen todas las condiciones siguientes:

- La rigidez combinada del MWFRS en cada principal dirección del eje debe ser igual, y 2. La rigidez individual de cada MWFRS en la dirección de cada eje principal deberá ser igual y colocada simétricamente alrededor del centro de aplicación de la carga de viento a lo largo del eje principal en consideración, y 3. La rigidez combinada de las dos líneas más separadas del MWFRS en cada dirección del eje principal será el 100 % de la rigidez total en cada dirección del eje principal, y 4. La distancia entre las dos líneas más separadas del MWFRS en cada dirección del eje principal La dirección del eje debe ser al menos el 45% del ancho efectivo del edificio perpendicular al eje en consideración.

**D.6.2 Caso B—Edificios Clase 1 y Clase 2.** Están exentos los edificios cuadrados con  $L_y/B = 1.0$ , cuando se cumplen todas las condiciones siguientes:

- La rigidez combinada del MWFRS en cada principal dirección del eje debe ser igual, y 2. La rigidez individual de las dos líneas más separadas del MWFRS en cada dirección del eje principal será igual a todas las líneas del MWFRS colocadas simétricamente alrededor del centro de aplicación de la carga de viento a lo largo del eje principal en consideración, y 3. La rigidez combinada de las dos líneas más separadas del MWFRS en cada dirección del eje principal será el

menos el 66% de la rigidez total en cada dirección del eje principal, y

4. La distancia entre las dos líneas más separadas del MWFRS en cada dirección del eje principal será al menos el 66% del ancho efectivo del edificio perpendicular al eje considerado.

D.6.3 Caso C—Edificios Clase 1 y Clase 2. Están exentos los edificios rectangulares con  $L_yB$  igual a 0,5 o 2,0 ( $L_yB=0,5$ ,  $L_yB=2,0$ ), cuando se cumplan todas las condiciones siguientes:

1. La rigidez combinada de los MWFRS en cada dirección del eje principal será proporcional al ancho de los lados perpendiculares al eje en consideración, y 2. La rigidez individual de cada uno de los MWFRS en cada dirección del eje principal será igual y simétrica, colocado alrededor del centro de aplicación de la carga de viento a lo largo del eje principal bajo consideración, y 3. La rigidez combinada de las dos líneas más separadas del MWFRS en cada dirección del eje principal será el 100% de la rigidez total en cada dirección del eje principal., y 4. La distancia entre las dos líneas más separadas de la MWFRS en cada dirección del eje principal será al menos

80% del ancho efectivo del edificio perpendicular al eje considerado.

D.6.4 Caso D—Edificios Clase 1 y Clase 2. Están exentos los edificios rectangulares con  $L_yB$  igual a 0,5 o 2,0 ( $L_yB=0,5$ ,  $L_yB=2,0$ ), cuando se cumplan todas las condiciones siguientes:

1. La rigidez combinada del MWFRS en cada dirección del eje principal será proporcional al ancho de los lados perpendiculares al eje en consideración, y
2. La rigidez individual de las líneas más separadas del MWFRS en cada dirección del eje principal será igual a todas las líneas del MWFRS colocadas simétricamente alrededor del centro de aplicación de la carga de viento a lo largo del eje principal en consideración, y
3. La rigidez combinada de las dos líneas más separadas del MWFRS en cada dirección del eje principal será al menos el 80 % de la rigidez total en cada dirección del eje principal,
4. La distancia entre las dos líneas más separadas del MWFRS en la dirección de cada eje principal será el 100% del ancho efectivo del edificio perpendicular al eje en consideración.

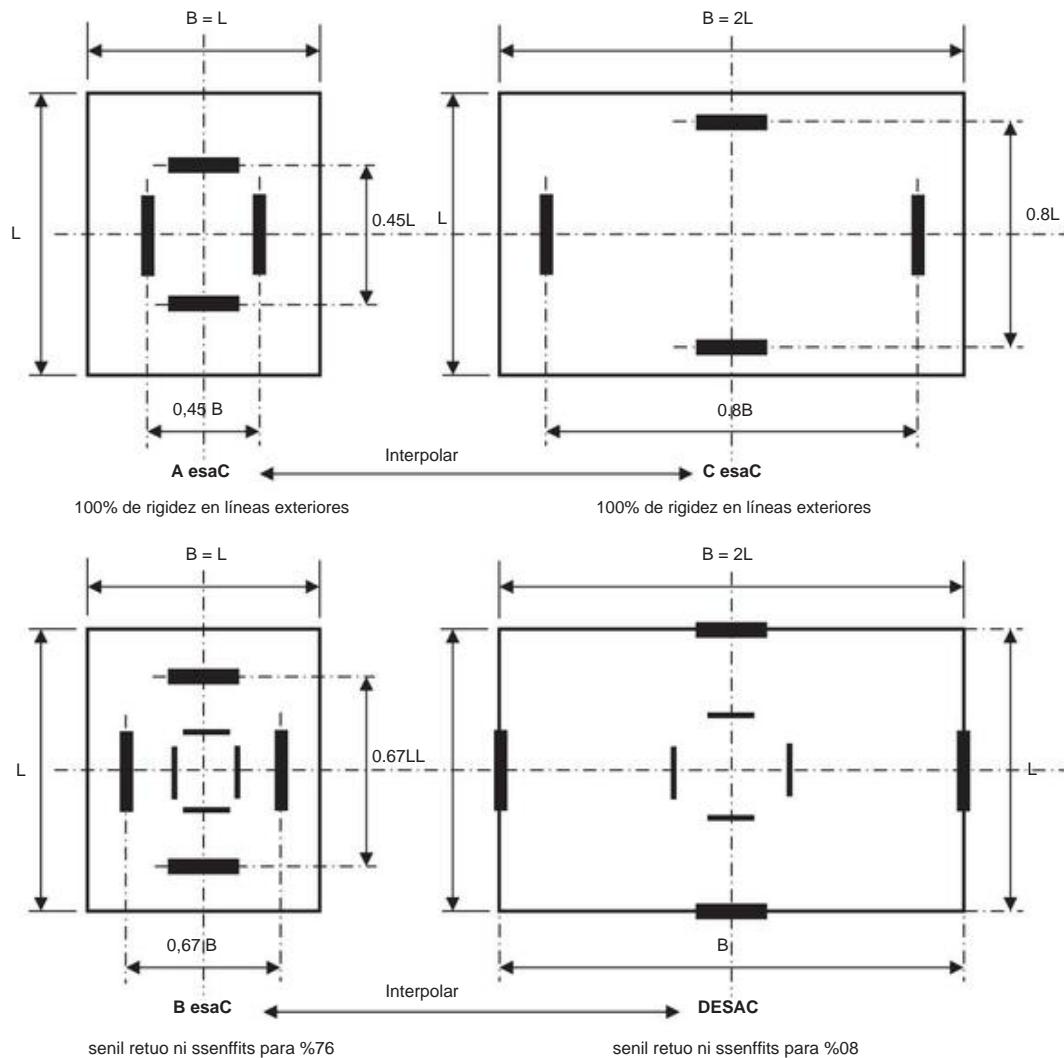
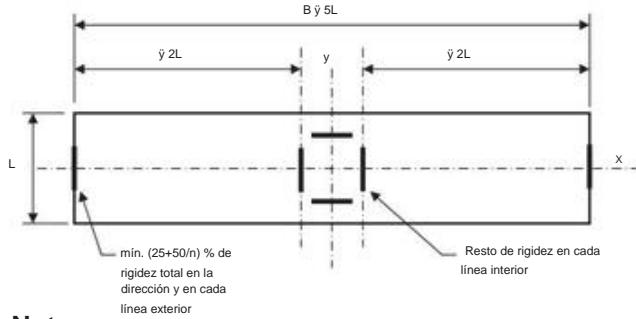


Figura D.6-1 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Apéndice D (h = 160 pies) (48,8 m): Requisitos de MWFRS del Caso E para edificios cerrados de diafragma simple. Para la Exclusión de Torsión por Viento, vea la Figura 27.3-8.

**Nota**

$n$  = número requerido de líneas de resistencia en cada dirección del eje principal ( $2 \bar{y} n \bar{y} 4$ )

Figura D.6-2 Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, Apéndice D  
( $h \bar{y} 160$  pies) (48,8 m): Requisitos MWFRS del Caso F para  
Edificios Cerrados de Diafragma Simple. Para Torsión de Viento  
Exclusión, ver Figura 27.3-8.

D.6.5 Caso E—Edificios Clase 1 y Clase 2. Rectangular edificios con  $L\bar{y}B$  entre 0,5 y 1,0 ( $0,5 < L\bar{y}B < 1,0$ ) o entre 1,0 y 2,0 ( $1,0 < L\bar{y}B < 2,0$ ), los requisitos de rigidez y las distancias de separación entre los dos más separados

las líneas de la MWFRS en cada dirección se interpolarán entre el caso A y el caso C y entre el caso B y Caso D, respectivamente (Fig. D.6-1).

D.6.6 Caso F—Edificios Clase 1. Edificios rectangulares con  $L\bar{y}B$  entre 0,5 y 0,2 ( $0,2 \bar{y} L\bar{y}B < 0,5$ ) o entre 2,0 y 5,0 ( $2,0 < L\bar{y}B \bar{y} 5,0$ ) están exentos, véase Fig. D.6-2, donde se cumplen todas las condiciones siguientes:

1. Habrá al menos dos líneas de resistencia en cada dirección del eje principal, y
2. Todas las líneas del MWFRS se colocarán simétricamente sobre el centro de aplicación de la carga de viento a lo largo de la eje principal en consideración, y
3. La distancia entre cada línea de resistencia del MWFRS en la dirección del eje principal no excederá 2 veces el ancho mínimo efectivo del edificio en un eje principal dirección, y
4. La rigidez individual de las líneas más separadas de la MWFRS en cada dirección del eje principal será igual y no menor al  $(25+50\bar{y}n)$  por ciento del total rigidez donde  $n$  es el número requerido de líneas de resistencia en la dirección del eje principal según lo requerido por condiciones 1 y 3 de este apartado. El valor de  $n$  será 2, 3 o 4.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## APÉNDICE E

### PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO BASADOS EN EL DESEMPEÑO PARA EFECTOS DEL FUEGO EN LAS ESTRUCTURAS

#### E.1 ALCANCE

Este apéndice no es una parte obligatoria de la norma. Proporciona procedimientos para el diseño basado en el desempeño y la evaluación de estructuras para condiciones de incendio que resultan en efectos inducidos por el fuego en los miembros y conexiones de una estructura. El uso de procedimientos de diseño estructural contra incendios basados en el desempeño constituye una metodología alternativa para cumplir con los requisitos de diseño del proyecto, como lo permite la Sección 1.3.7 y las disposiciones sobre materiales, diseño y métodos de construcción alternativos en los códigos de construcción. Este apéndice no contempla el diseño estándar de resistencia al fuego con métodos prescriptivos, ni aborda las explosiones.

#### E.2 DEFINICIONES

Las siguientes definiciones se aplican a la información presentada en este apéndice.

**FUEGO:** Un proceso de oxidación que resulta en la quema de materiales inflamables y produce calor.

**EFFECTOS DEL FUEGO:** Respuesta térmica y estructural provocada por la exposición al fuego y posterior enfriamiento.

**EXPOSICIÓN AL FUEGO:** La medida en que los materiales, productos, o montajes están sujetos a las condiciones creadas por el fuego.

**RESISTENCIA AL FUEGO:** La capacidad de un material, producto o ensamblaje para resistir el fuego o brindar protección contra él durante un período de tiempo.

**CARGA DE COMBUSTIBLE:** La cantidad total de contenido combustible dentro de un edificio, espacio o área expresada como energía total o masa equivalente.

**TRANSFERENCIA DE CALOR:** El intercambio de energía térmica causado por una diferencia de temperatura.

**DISEÑO DE INCENDIOS ESTRUCTURALES BASADO EN EL DESEMPEÑO:** El diseño explícito de miembros estructurales y conexiones para satisfacer los objetivos de desempeño para incendios de diseño estructural.

**DISEÑO ESTÁNDAR DE RESISTENCIA AL FUEGO:** La selección de ensambles resistentes al fuego para cumplir con los requisitos del código para la resistencia estructural al fuego (también conocido como diseño prescriptivo). La clasificación de un conjunto resistente al fuego se basa en su desempeño en pruebas de fuego estándar.

**INCENDIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL:** Un incendio que tiene el potencial de afectar la integridad y estabilidad de una estructura que se utiliza para el diseño y evaluación de la estructura.

**CONDICIÓN DE LÍMITE TÉRMICO:** La temperatura y/o el flujo de calor al que se somete un conjunto o la estructura durante o después de la exposición al fuego en función de las condiciones de calentamiento y/o enfriamiento por radiación y convección en las superficies expuestas.

**AISLAMIENTO TÉRMICO:** Material o medio que reduce la transferencia de calor entre objetos en contacto térmico o en el rango de influencia de radiación o convección.

**RESPUESTA TÉRMICA:** La distribución de temperatura de miembros y conexiones cuando se exponen a condiciones de contorno térmico.

**RESTRICCIÓN TÉRMICA:** Una condición en la cual la expansión o contracción térmica de los miembros estructurales es resistida por fuerzas externas a los miembros. El nivel de restricción depende de la estructura adyacente y los detalles de conexión.

#### E.3 REQUISITOS GENERALES

Los procedimientos de diseño y evaluación de incendios estructurales basados en el desempeño deben cumplir con los requisitos de la Sección 1.3.1.3.

El diseño y la evaluación de estructuras para los efectos del fuego deben incluir las siguientes tareas: identificar los objetivos de desempeño, cuantificar la carga de combustible, identificar y evaluar los incendios de diseño estructural, determinar los históricos de temperatura de los miembros estructurales y las conexiones, y determinar la respuesta de la estructura. Estas tareas incluirán la evaluación del calentamiento y posterior enfriamiento de la estructura bajo exposición al fuego, según corresponda.

La respuesta estructural se evaluará frente a estados límite en función de los objetivos de rendimiento. Los análisis tendrán en cuenta las propiedades de los materiales que dependen de la temperatura, las condiciones de contorno y los modos de fallo inducidos térmicamente, y evaluarán la estabilidad estructural, la resistencia, la deformación y la continuidad de la trayectoria de la carga.

#### E.4 OBJETIVOS DE RENDIMIENTO

Los objetivos de rendimiento se expresarán como métricas cuantificables para el diseño y la evaluación de la respuesta estructural a incendios de diseño estructural. Los objetivos de rendimiento para la integridad estructural, incluidas la resistencia, la rigidez y la estabilidad, deben cumplir los criterios mínimos especificados en la Sección E.4.1. Los objetivos adicionales de desempeño específicos del proyecto deben cumplir con los requisitos de la Sección E.4.2.

**E.4.1 Integridad estructural.** Se debe proporcionar integridad estructural para edificios y otras estructuras sujetas a incendios de diseño estructural de manera que el sistema estructural permanezca estable con una trayectoria de carga continua en la medida necesaria para garantizar la seguridad de la vida de los ocupantes.

El desempeño del sistema estructural bajo incendios de diseño estructural deberá permitir que los ocupantes del edificio viajen con seguridad a áreas de refugio dentro del edificio o salgan del edificio a una vía pública. El soporte estructural de las rutas de salida del edificio se mantendrá durante el período de tiempo necesario para garantizar una evacuación segura y completa de los ocupantes del edificio. El soporte estructural de las áreas de refugio del edificio se mantendrá durante todo el calentamiento y enfriamiento de la estructura.

**E.4.2 Objetivos de desempeño específicos del proyecto.** Los edificios y otras estructuras se diseñarán para cumplir con los requisitos específicos del proyecto.

los objetivos de rendimiento requeridos por el propietario, la autoridad competente o el código de construcción aplicable además de los de la Sección E.4.1.

#### E.5 ANÁLISIS TÉRMICO DE LOS EFECTOS DEL FUEGO

La respuesta térmica de los miembros estructurales y las conexiones durante y después de los incendios de diseño estructural se determinará como entrada para los análisis estructurales de los efectos del fuego.

E.5.1 Carga de combustible. La carga de combustible debe cuantificarse para su uso en la evaluación de incendios de diseño estructural.

E.5.2 Incendios de Diseño Estructural. Los incendios de diseño estructural deben identificarse y usarse para desarrollar condiciones de contorno térmico dependientes del tiempo para su uso en análisis de transferencia de calor.

E.5.3 Análisis de transferencia de calor. El historial de temperatura de los miembros estructurales y las conexiones se determinará utilizando métodos de análisis de transferencia de calor basados en las condiciones de contorno térmico dependientes del tiempo para incendios de diseño estructural.

Las propiedades térmicas dependientes de la temperatura de los materiales que componen el sistema estructural y el aislamiento térmico se utilizarán en los análisis de transferencia de calor para determinar la respuesta térmica. Se permitirá utilizar valores de propiedades térmicas constantes si dan resultados conservadores.

#### E.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS EFECTOS DEL FUEGO

Los análisis estructurales deben incluir partes del sistema estructural que están sujetas a los efectos del fuego de los incendios de diseño estructural según se determina en la Sección E.5, considerando las partes no calentadas del sistema estructural que proporcionan restricción térmica. Es permisible que los análisis consideren trayectorias de carga alternas que puedan mantenerse después del daño estructural o la degradación causada por los efectos del fuego.

E.6.1 Historial de temperatura para miembros estructurales y conexiones. Los historiales de temperatura para miembros estructurales y conexiones se determinarán a partir del análisis térmico de incendios de diseño estructural y se utilizarán para analizar los efectos del fuego en el desempeño estructural.

E.6.2 Propiedades dependientes de la temperatura. Las propiedades dependientes de la temperatura de los materiales estructurales se deben usar para determinar el desempeño de los miembros estructurales y las conexiones sujetas a incendios de diseño estructural.

E.6.3 Combinaciones de carga. Las combinaciones de carga en la Sección 2.5 para eventos extraordinarios deben usarse para el análisis de los efectos del fuego y deben incluir efectos dependientes del tiempo y la secuencia. Para verificar la capacidad residual de una estructura dañada por un incendio de diseño estructural, se debe usar el enfoque identificado en la Sección 2.5.2.

## COMENTARIO A LA NORMA ASCE/SEI 7-16

Este comentario no es parte de las Cargas mínimas de diseño estándar de ASCE y los Criterios asociados para edificios y otras estructuras. Se incluye a título informativo.

Este comentario consta de material explicativo y complementario diseñado para ayudar a los comités de códigos de construcción locales y a las autoridades reguladoras a aplicar los requisitos recomendados. En algunos casos, será necesario ajustar valores específicos en el estándar a las condiciones locales. En otros, se necesita una cantidad considerable de información detallada para poner

disposiciones en vigor. Este comentario proporciona un lugar para suministrar material que se puede utilizar en estas situaciones y tiene como objetivo crear una mejor comprensión de los requisitos recomendados a través de breves explicaciones del razonamiento empleado para llegar a ellos.

Las secciones del comentario están numeradas para corresponder a las secciones de la norma a la que se refieren.

Debido a que no es necesario contar con material complementario para cada sección de la norma, existen lagunas en la numeración del comentario.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C1 GENERAL

### C1.1 ALCANCE

Las cargas mínimas de diseño, los niveles de riesgo, los criterios asociados y los objetivos de desempeño previstos contenidos en esta norma se derivan de la investigación y el desempeño observado de edificios, otras estructuras y sus componentes no estructurales bajo los efectos de las cargas. Estos parámetros varían según la importancia relativa del edificio, otra estructura o componente no estructural. Las cargas provistas en este estándar incluyen cargas tanto de operaciones normales como de eventos de riesgo raros. Todas las cargas y los criterios asociados se prescriben para lograr un rendimiento previsto, que se define por un índice de confiabilidad o probabilidad de excedencia del estado límite o preservación de la función durante un evento de peligro específico.

Las cargas y las combinaciones de cargas se establecen en este documento con la intención de que se utilicen juntas. Si se utilizaran cargas de alguna otra fuente con las combinaciones de carga establecidas en este documento o viceversa, la confiabilidad del diseño resultante puede verse afectada.

Con la edición de 2016 del estándar, el título se modificó para incluir las palabras "y criterios asociados" para reconocer lo que ha estado en este estándar durante muchas ediciones. Por ejemplo, las cargas sísmicas contenidas en este documento se desarrollan para estructuras que poseen ciertas cualidades de ductilidad y capacidad de disipación de energía postelástica. Por esta razón, las disposiciones para el diseño, los detalles y la construcción se proporcionan en los Capítulos 11 al 22. En algunos casos, estas disposiciones modifican o agregan disposiciones contenidas en las especificaciones de diseño. Sin embargo, esta norma solo agrega criterios asociados cuando la modificación es necesaria para lograr el desempeño estructural previsto cuando se somete a las cargas especificadas en este documento.

### C1.3 REQUISITOS BÁSICOS

**C1.3.1 Resistencia y Rígidez.** Los edificios y otras estructuras deben satisfacer los estados límite de resistencia en los que los miembros y componentes están proporcionados para soportar con seguridad las cargas de diseño especificadas en esta norma para resistir el pandeo, la fluencia, la fractura y otras prestaciones inaceptables. Este requisito se aplica no solo a los componentes estructurales, sino también a los elementos no estructurales, cuya falla podría representar un riesgo sustancial para la seguridad o de otro tipo. El capítulo 30 de esta norma especifica las cargas de viento que se deben considerar en el diseño del revestimiento. El Capítulo 13 de esta norma especifica las cargas sísmicas y las deformaciones que se deben considerar en el diseño de los componentes y sistemas no estructurales designados en ese capítulo.

Aunque la resistencia es una preocupación principal de esta sección, la resistencia no puede considerarse independiente de la rigidez. Además de las consideraciones de capacidad de servicio, para las cuales la rigidez es una consideración primordial, las estructuras deben tener la rigidez adecuada para garantizar la estabilidad. Además, la magnitud de la carga impuesta sobre un

estructura para algunas condiciones de carga, incluyendo terremotos, viento y encarcamiento, es una función directa de la rigidez de la estructura.

Otra consideración importante relacionada con la rigidez es el daño a los componentes no estructurales como resultado de las deformaciones estructurales. El desempeño aceptable de los componentes no estructurales requiere que la rigidez estructural sea suficiente para evitar deformaciones excesivas o que los componentes puedan adaptarse a las deformaciones anticipadas.

Las normas producidas bajo procedimientos de consenso y destinadas a usarse en relación con los requisitos del código de construcción contienen recomendaciones para factores de resistencia para usar con los procedimientos de diseño de resistencia de la Sección 1.3.1.1 o esfuerzos permisibles (o factores de seguridad) para los procedimientos de diseño de esfuerzos permisibles de la Sección 1.3.1.2. Las resistencias contenidas en dichas normas han sido preparadas usando procedimientos compatibles con aquellos usados para formar las combinaciones de carga contenidas en las Secciones 2.3 y 2.4. Cuando se usan juntas, estas combinaciones de carga y las resistencias asociadas tienen como objetivo brindar confiabilidad aproximadamente similar a las indicadas en las tablas 1.3-1, 1.3-2 y 1.3-3. Algunos estándares que se sabe que han sido preparados de esta manera incluyen los siguientes:

ACI 318, Requisitos del Código de Construcción para Concreto Estructural, Instituto Americano del Concreto.

AISC 341, Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural, Instituto Americano de Construcción en Acero.

AISC 358, Conexiones precalificadas para marcos de momento de acero especiales e intermedios para aplicaciones sísmicas, Instituto Americano de Construcción en Acero.

AISC 360, Especificación para edificios de acero estructural, Instituto Americano de Construcción en Acero.

AISI S100-16, Especificación norteamericana para el diseño de elementos estructurales de acero conformado en frío, Instituto Estadounidense del Hierro y el Acero.

Asociación de Aluminio. Especificación para estructura de aluminio tures, Asociación de Aluminio.

AWC NDS-2015, Especificación Nacional de Diseño para Madera Construcción, Consejo Americano de la Madera.

AWC SDPWS-2015, Disposiciones especiales de diseño para viento y Sísmica, American Wood Council.

SEI/ASCE 8, Especificación para el diseño de miembros estructurales de acero inoxidable formados en frío, ASCE.

TMS 402, Requisitos y especificaciones del código de construcción para estructuras de mampostería, The Masonry Society.

TMS 602, Especificación para estructuras de mampostería, La mampostería Sociedad.

**C1.3.1.3 Procedimientos basados en el desempeño.** La Sección 1.3.1.3 introduce procedimientos alternativos basados en el rendimiento que pueden usarse en lugar de los procedimientos de las Secciones 1.3.1.1 y 1.3.1.2

para demostrar que un edificio u otra estructura, o partes del mismo, tiene suficiente resistencia. Estos procedimientos están destinados a ser paralelos a los llamados procedimientos de "medios y métodos alternativos" que han estado contenidos en los códigos de construcción durante muchos años. Dichos procedimientos permiten el uso de materiales, diseño y métodos de construcción que difieren de los requisitos prescriptivos del código de construcción, o en este caso de la norma, que se puede demostrar que proporcionan un rendimiento equivalente. Dichos procedimientos son útiles porque permiten la innovación y el desarrollo de nuevos enfoques antes de que los códigos y normas de construcción tengan la oportunidad de proporcionar estos nuevos enfoques. Además, estos procedimientos permiten el uso de métodos alternativos para ciertas estructuras especiales, que pueden no estar cubiertas por el código, pero por medio de su ocupación, uso u otras características, pueden brindar un desempeño aceptable sin cumplir con los requisitos prescriptivos.

No es necesario evaluar la confiabilidad de un diseño propuesto cuando se aplican los procedimientos de diseño de la norma en las Secciones 1.3.1.1 y 1.3.1.2. Sin embargo, cuando se utilizan procedimientos basados en el desempeño, la confiabilidad lograda para el diseño propuesto debe ser consistente con las confiabilidades objetivo estipuladas en la Sección 1.3.1.3.

Los métodos de diseño alternativos tienen una variedad de niveles de implementación. Dicho métodos se abordan en estándares o pautas de mejores prácticas que abordan metas y metodologías de diseño basadas en el desempeño que incorporan la base fundamental del análisis de confiabilidad. Un nivel mínimo de diseño alternativo involucraría procedimientos de diseño estándar, con análisis basados en los requisitos de la Sección 1.3.1.3. Por ejemplo, un edificio que excede los límites del código para la altura del edificio podría diseñarse con los códigos y estándares aplicables, y se verificaría la demanda y las capacidades de los miembros para determinar su idoneidad para las cargas y condiciones de diseño. Para el diseño sísmico, las disposiciones de la norma ASCE 41 y de la Iniciativa de edificios altos, Pautas para el diseño sísmico basado en el rendimiento de edificios altos ([PEER 2010](#)) se calibraron por nivel de rendimiento estructural o se demostraron en comparación con el diseño prescriptivo. métodos para proporcionar confiabilidades iguales o mejores que la Tabla 1.3-2.

Los factores de carga de inundación en ASCE 7 pueden no alcanzar los objetivos de confiabilidad de la Tabla 1.3-1. Para estructuras dentro de la zona de inundación costera de 100 años, el factor de carga de 2,0 se basó en un valor beta de 2,5 ([Mehta et al. 1998](#)) en lugar de 3,0. Para las estructuras que no se encuentran en la zona costera, el factor de carga de 1,0 refleja la elevación de inundación mínima prescriptiva de 100 años para inundaciones de aguas tranquilas; por lo tanto, esta inundación tiene una probabilidad anual de 1% de ser excedida, que es esencialmente una beta de 1,3. Para estructuras de Categoría de Riesgo III y IV, no se ha realizado ningún análisis de confiabilidad. Para tormentas de mayor período de retorno, el peligro de inundación se expande tanto en extensión espacial como en profundidad. Para aquellas estructuras y componentes de estructuras que no estaban sujetos a los requisitos prescriptivos de diseño de inundación, cualquier resistencia de diseño depende de la impartida por el diseño para otros peligros.

Los tsunamis y eventos extraordinarios no tienen tablas de confiabilidad específicas en esta sección. Se puede encontrar orientación para el diseño de tsunamis basado en el desempeño en el Capítulo 6 y su comentario asociado. Para eventos extraordinarios, se dirige al usuario a la Sección C2.5 para una discusión sobre la consideración de confiabilidad para eventos extraordinarios.

Los procedimientos alternativos de la Sección 1.3.1.3 pueden usarse para demostrar la idoneidad para una o más cargas de diseño, mientras que los procedimientos estándar de las Secciones 1.3.1.1 y 1.3.1.2 se usan para demostrar la idoneidad para otras cargas de diseño. Por ejemplo, es relativamente común utilizar los procedimientos alternativos para demostrar una adecuada resistencia a terremotos, incendios o explosiones, mientras que

Los procedimientos prescriptivos estándar de las Secciones 1.3.1.1 y 1.3.1.2 se utilizan para todas las demás consideraciones de carga.

Los procedimientos alternativos de la Sección 1.3.1.3 están destinados a ser utilizados en el diseño de proyectos individuales, en lugar de como base para la calificación general de nuevos sistemas, productos o componentes estructurales. Los procedimientos para dicha calificación están más allá del alcance de esta norma, ya que el número limitado de datos de prueba requeridos en la Sección 1.3.1.3.2 no son apropiados para la aplicación de nuevos materiales en un sistema estructural o el desarrollo de ensamblajes estructurales prefabricados destinados a uso generalizado generalizado en sistemas estructurales. Se necesita un nivel de prueba más sólido para nuevos materiales o ensamblajes estructurales para uso general.

La Sección 1.3.1.3 requiere la demostración de que un diseño tiene la resistencia adecuada para proporcionar una probabilidad de falla bajo carga equivalente o menor que la adoptada como base para los requisitos prescriptivos de esta norma para edificios y estructuras de Categoría de Riesgo comparable. Las tablas 1.3-1, 1.3-2 y 1.3-3 resumen los objetivos de desempeño, expresados en términos de confiabilidad objetivo, asociados con la protección contra fallas estructurales que se aproximan a los que teóricamente se pretende lograr utilizando los procedimientos de diseño de la Sección 2.3. Los índices de confiabilidad objetivo se proporcionan para un período de referencia de 50 años y las probabilidades de falla son probabilidades anuales. Las probabilidades anualizadas se pueden aplicar a estados límite donde las cargas y la resistencia de los miembros no varían durante el período de referencia. Si un miembro está sujeto a degradación, como la corrosión, los efectos de la degradación durante el período de servicio deben considerarse a través de un proceso estocástico o variable en el tiempo como parte del análisis de confiabilidad.

Las confiabilidades objetivo han sido desarrolladas y examinadas por varios grupos de consenso durante un período de más de 30 años y han sido confirmadas a través de la práctica profesional en AISC 360, ACI 318 y otros estándares y documentos. Las confiabilidades objetivo para la Categoría de riesgo II en la Tabla 1.3-1 se basan en análisis probabilísticos del desempeño de miembros estructurales para procedimientos de diseño de resistencia y están documentados en Ellingwood et al. ([1980, 1982](#)) y Galambos et al. ([mil novecientos ochenta y dos](#)). Las confiabilidades son consistentes con las adoptadas por NBCC ([2010](#)), CEN 250 (2002) e ISO ([1998](#)). Se analizaron miembros estructurales y conexiones diseñadas utilizando especificaciones típicas para materiales de ingeniería (acero, concreto reforzado, mampostería, madera) para determinar su confiabilidad para estados límite comunes, tales como fluencia en miembros en tensión, formación de rótulas plásticas en vigas compactas apoyadas lateralmente o pandeo de la columna y fractura de la conexión por un período de servicio nominal de 50 años.

Las confiabilidades se determinaron para combinaciones de carga que involucran inicialmente cargas muertas, vivas, de viento, de nieve y sísmicas. Las confiabilidades objetivo enumeradas en la Tabla 1.3-1 se basan en criterios de resistencia para miembros estructurales. Las confiabilidades objetivo enumeradas en la Tabla 1.3-2 para los estados límite de resistencia y deflexión se basan en criterios de resistencia y deflexión para la respuesta del sistema a los terremotos donde se supone un comportamiento inelástico. Las confiabilidades objetivo para las categorías de riesgo I, III y IV se determinaron mediante la revisión del desempeño previsto de los elementos y sistemas estructurales, así como las confiabilidades objetivo especificadas por otros códigos y normas para criterios de desempeño similares.

La práctica del diseño sísmico ha evolucionado en las últimas tres décadas a partir de la base de confiabilidad original mencionada anteriormente. Las confiabilidades objetivo en la Tabla 1.3-2 para el diseño de sistemas estructurales resistentes a terremotos se definen para la respuesta del sistema estructural como se describe en NIST ([2012](#)), que fue preparado por NEHRP Consultants Joint Venture: Para Categoría de Riesgo I y Categoría de Riesgo II estructuras, es decir, le = 1,0, el riesgo de seguridad de vida aceptable se define por una probabilidad de colapso "absoluta" del 1% en 50 años y una probabilidad "condicional" del 10% dado el terreno MCER

movimientos La probabilidad condicional del 10% se basa en FEMA Metodología P-695. La probabilidad absoluta del 1% en 50 años y la probabilidad condicional del 10% dada la tierra MCER Los movimientos fueron utilizados por el Servicio Geológico de EE. UU. para desarrollar el Movimientos de tierra probabilísticos MCER de ASCE/SEI 7-10. los probabilidad condicionales del 5% (estructuras de Categoría de Riesgo III) y 2.5% (Estructuras de Categoría de Riesgo IV) representan confiabilidad mejorada anticipada para estructuras diseñadas con un factor de importancia,

Es decir, mayor que 1.0. Aunque ASCE/comentario SEI 7-10, se puede suponer que la categoría de riesgo III y las estructuras de categoría de riesgo IV tienen objetivos de probabilidad absoluta de colapso inferiores al 1 % en 50 años (es decir, debido a diseño usando un factor de importancia de le > 1.0).

Los ingenieros pueden necesitar criterios de carga para el diseño de resistencia que sean consistente con los requisitos de esta norma para situaciones que no están cubiertos explícitamente en esta norma. Que puede También es necesario considerar criterios de carga para situaciones especiales, como requerido por el cliente en aplicaciones de ingeniería basadas en desempeño, de acuerdo con la Sección 1.3.1.3. Además, grupos escribir normas y especificaciones para el diseño de resistencia de sistemas y elementos estructurales puede necesitar desarrollar resistencia factores que, cuando se utilizan con los requisitos de carga en este estándar, permiten alcanzar la fiabilidad estipulada. Tal los criterios de carga deben desarrollarse utilizando un procedimiento aceptado, como la proporcionada en la Sección 2.3.6, para asegurar que el resultado Las cargas de diseño mayoradas y las combinaciones de carga son consistentes con confiabilidades objetivo (o niveles de desempeño), la carga común criterios en la Sección 2.3.2, y estándares y especificaciones existentes diseño de resistencia que gobierna para materiales de construcción comunes. Los datos estadísticos revisados por pares para las cargas en este estándar son proporcionada en la Tabla C1.3-1, adoptada de Ellingwood et al.

(1980, 1982) y Galambos et al. (mil novecientos ochenta y dos). Las estadísticas proporcionadas son la relación de la media, Xm, a los valores nominales, Xn, de la carga y el coeficiente de variación, COV, de una distribución acumulada (CDF) ajustada al percentil 90 y superior de la distribución de probabilidad de la carga. Los parámetros para S (nieve) son basado en datos para el cuadrante noreste de los Estados Unidos.

La confiabilidad de los miembros estructurales se puede determinar a través de un análisis de confiabilidad, como un análisis de Monte Carlo con variables aleatorias asignadas distribuciones de probabilidad con valores medios y COV basados en datos estadísticos. Fiabilidad Los análisis también se pueden realizar utilizando un riesgo no paramétrico. curva basada en datos. La Fig. C1.3-1 proporciona un ejemplo de la ecuación de diseño, ecuaciones de estado límite y variables estadísticas para un miembro de flexión de acero compacto diseñado para carga muerta más viva. Las estadísticas utilizadas en este ejemplo son típicas (cf. Tabla C1.3-1). El usuario debe determinar los modelos probabilísticos apropiados para su situación de diseño.

La Fig. C1.3-1 presenta una ilustración de cómo el índice de confiabilidad,  $\beta$ , se determina para el caso común de una viga compacta de acero con apoyo lateral completo, en el que el estado límite es la formación de la primera bisagra de plástico. La fiabilidad depende de la relación de nominal viva a carga muerta en la ecuación de estado límite. Para

#### Ecuación de diseño

$$0.9R_n = 1.2D_n p 1.6L_n$$

#### Ecuación de estado límite G(X)

$$G_0 R; D; L = R \beta D \beta L$$

$$G_0 X_P = 1.2p 1.6 \quad \frac{L_n}{D_n} \beta^{0.9} X_1 \beta X_2 \beta \quad \frac{L_n}{D_n} X_3$$

donde

R = Fuerza variable aleatoria, y Rn = Fuerza nominal

D = Variable aleatoria de carga muerta, y Dn = Carga muerta nominal

L = Variable aleatoria de carga viva, y Ln = Carga viva nominal

$$X_1 = R \beta R_n; X_2 = D \beta D_n; X_3 = L \beta L_n;$$

El rango típico de L  $\beta$  Dn es de 0,5 a 4,0:

#### Estadísticas

Variable	Significar	Coefficiente de Variación (COV)	Densidad de probabilidad Función (PDF)
X1	1.08	0.09	Lognormal
X2	1.05	0.10	Normal
X3	1.00	0.25	Tipo i

FIGURA C1.3-1 Ecuaciones y estadísticas de carga y resistencia  
Parámetros para un Análisis de Monte Carlo para Determinar Logrado  
Fiabilidad

$L_n \beta D_n = 2.0$  (un valor típico), la probabilidad de falla (50 años base) es 0.00298. El índice de confiabilidad correspondiente  $\beta = \sqrt{1 - 0.00298} = 2.75$  (base de 50 años), y  $P_f = 6 \times 10^{-5}$  (base anual). Estas confiabilidades pueden compararse con la confiabilidad objetivos en la Tabla 1.3-1. La variación de  $\beta$  con  $L_n \beta D_n$  es muy pequeña; a diferencia de ASD, los factores de carga muerta y viva de 1.2 y 1.6 fueron seleccionados para reflejar apropiadamente las diferencias en la variabilidad entre la carga muerta y viva.

Las confiabilidades del sistema para terremotos son diferentes a las para otros peligros ambientales porque la filosofía de diseño de la norma es evitar el colapso del sistema en el riesgo objetivo movimiento sísmico máximo considerado (MCER). La R, CD, y coeficientes  $\beta$  especificados en el Capítulo 12 para cargas sísmicas, junto con los sistemas que detallan los requisitos especificados en el estándares de referencia, están destinados a garantizar un mínimo aceptable probabilidades de colapso estructural, dada la ocurrencia de Máximo terremoto considerado (MCER, por sus siglas en inglés). Como discutido en la Sección C11.4, para estructuras típicas (Categoría de riesgo I y II), se supone que la probabilidad condicional de colapso es 10%, dada la ocurrencia del MCER. Esta suposición es basado en una investigación significativa documentada en FEMA P695 (2009). Las metas adicionales de colapso del 5% para la Categoría de Riesgo III y 2.5% para la Categoría de Riesgo IV se llegó asumiendo que el fragilidad sísmica (modelo probabilístico de la fuerza del sistema) es descrito por una distribución lognormal con un estándar logarítmico desviación de 0.6 y ajustando la fuerza de la estructura por el factores de importancia del terremoto de 1.25 y 1.5, respectivamente. Dado que el colapso es una función de la carga (sacudidas del suelo)

Tabla C1.3-1 Distribuciones de Carga y Parámetros

Carga	Xm y Xn	V x	FCD
D	1.05	0.10	Normal
L	1.00	0.25	Tipo i
W	Dependiente del sitio 0,82		Tipo i
S	0.26		Tipo ii
mi	Dependiente del sitio		Tipo ii

intensidad, aún más baja, pero no despreciables probabilidades de colapso también existen en los niveles de diseño de sacudidas. El riesgo de colapso por sacudidas sísmicas de diseño es de aproximadamente 2,5 %, 1 % y 0,5 % para estructuras de categoría de riesgo II, III y IV.

Esta norma también busca proteger contra fallas locales que no resulten en un colapso global pero que podrían resultar en riesgo de lesiones para algunas personas. El capítulo 16 de la norma define los elementos estructurales de acuerdo con su criticidad como críticos, ordinarios y no críticos, donde los elementos críticos pueden provocar un colapso global, los elementos ordinarios pueden poner en peligro un número limitado de vidas y los elementos no críticos no tienen consecuencias para la seguridad. Para elementos ordinarios en estructuras de Categoría de riesgo II, la norma acepta una probabilidad de falla del 25 % dada la sacudida MCER (aproximadamente 10 % de probabilidad de falla para la sacudida sísmica de diseño). Las probabilidades de falla para elementos ordinarios en estructuras de Categoría de Riesgo III y IV son, respectivamente, 15% y 9% para sacudidas MCER y 4% y 2% para sacudidas DE. Se anticipa que las probabilidades de falla para el anclaje de componentes rígidos no estructurales unidos a nivel de la estructura pueden estar en el mismo rango que las probabilidades para elementos ordinarios. Sin embargo, las incertidumbres asociadas con la confiabilidad del anclaje de los componentes no estructurales rígidos que se elevan dentro de una estructura son mucho mayores que para los elementos estructurales porque los métodos utilizados para caracterizar las demandas de resistencia de los componentes no estructurales son más aproximados que los utilizados para las demandas generales del edificio, y aún no se han establecido niveles de confiabilidad apropiados para ellos. Además, las demandas de anclaje de componentes y distribuciones no estructurales flexibles son significativamente más complejas, especialmente cuando los puntos de unión de los componentes no estructurales están elevados dentro de una estructura y necesitan considerar tanto los efectos de inercia como los desplazamientos relativos. El estudio futuro debe buscar evaluar las confiabilidades no estructurales de manera rigurosa y, si se puede lograr un consenso con respecto a los niveles de confiabilidad apropiados para el anclaje, ajustar el procedimiento de diseño para el anclaje de estos componentes para lograr estas confiabilidades apropiadas.

Es importante tener en cuenta que la provisión de la resistencia adecuada no es suficiente para garantizar un rendimiento adecuado. Las consideraciones de capacidad de servicio e integridad estructural también son importantes. El uso de los procedimientos alternativos de la Sección 1.3.1.3 no pretende ser una alternativa a los requisitos de las Secciones 1.3.2, 1.3.3, 1.3.4, 1.3.5, 1.3.6 o 1.4 de esta norma.

Los requisitos de esta norma y sus normas complementarias de referencia están destinados a brindar protección contra fallas estructurales. También están destinados a proporcionar protección económica y de propiedad para eventos pequeños, en la medida de lo posible, así como mejorar la probabilidad de que las instalaciones críticas funcionen después de tormentas severas, terremotos y eventos similares.

Aunque estos objetivos son una parte importante de los requisitos de esta norma, en la actualidad no hay documentación de la fiabilidad prevista con respecto a estos objetivos. En consecuencia, las tablas 1.3-1 y 1.3-2 abordan únicamente las consideraciones de seguridad.

El cumplimiento de la Sección 1.3.1.3 puede demostrarse mediante análisis, pruebas o una combinación de ambos métodos. Es importante reconocer que existe incertidumbre sobre si se pueden lograr los objetivos de rendimiento tabulados en las Tablas 1.3-1 y 1.3-2. Existe una incertidumbre inherente asociada con la predicción de la intensidad de la carga que experimentará una estructura, la resistencia real de los materiales incorporados en la construcción, la calidad de la construcción y la condición de la estructura en el momento de la carga. Ya sea que se utilicen pruebas, análisis o una combinación de estos, se deben tomar medidas para tener en cuenta estas incertidumbres y garantizar que la probabilidad de un desempeño deficiente sea aceptablemente baja. Véase Ellingwood et al. (1982) y Galambos et al. (1982) para estimaciones de tales incertidumbres.

Se pueden usar métodos rigurosos de análisis de confiabilidad para demostrar que la confiabilidad de un diseño alcanza los objetivos indicados en las Tablas 1.3-1 y 1.3-2; una ilustración simple de tal método se proporciona en C1.3-1. Si bien dichos análisis ciertamente constituirían un enfoque aceptable para satisfacer los requisitos de la Sección 1.3.1.3, es posible que estos no sean los únicos enfoques aceptables. Los organismos de consenso u otras organizaciones de desarrollo de estándares pueden desarrollar documentos de guía que proporcionen métodos de diseño alternativos basados en el desempeño o procedimientos prescriptivos alternativos que cumplan o excedan las confiabilidades establecidas en esta sección.

Dado que la mayoría de los funcionarios de la construcción y otras Autoridades competentes no tienen la experiencia necesaria para juzgar la idoneidad de los diseños justificados utilizando los procedimientos de la Sección 1.3.1.3, la revisión independiente por pares es una parte esencial de este proceso. La revisión por pares puede ayudar a reducir la posibilidad de que el profesional de diseño de registro pase por alto o malinterprete uno o más comportamientos potenciales que podrían resultar en un desempeño deficiente. La revisión por pares también puede ayudar a establecer que se cumplió con un estándar de atención adecuado durante el diseño. Para que la revisión por pares sea eficaz, los revisores deben tener la experiencia y la comprensión adecuadas de los tipos de estructuras, cargas, métodos de análisis y pruebas utilizadas en los procedimientos.

Las confiabilidades objetivo enumeradas en las Tablas 1.3-1 para miembros y conexiones y aquellas en las Tablas 1.3-2 y 1.3-3 para sistemas estructurales se incluyen en este estándar específicamente para su aplicación a procedimientos basados en el desempeño para proyectos individuales que son revisados por expertos en el campo. Por varias razones, estas confiabilidades objetivo no pretenden compararse con los índices de confiabilidad desarrollados por grupos de especificación de materiales para aplicaciones estructurales generales. Por ejemplo, los índices de confiabilidad para algunos materiales se basan en pruebas de pequeños cupones del material complementados con factores para tener en cuenta la ampliación a elementos de tamaño estructural, mientras que otros materiales prueban elementos estructurales de tamaño completo como base para este análisis. Además, algunos análisis de confiabilidad usan suposiciones de distribución de datos logarítmicos normales por defecto, y otros usan formas de distribución aplicables al material y a cada combinación de carga de interés.

**C1.3.1.3.2 Pruebas.** Las pruebas de laboratorio de materiales y componentes construidos con esos materiales son una parte esencial del proceso de validación del desempeño de estructuras y componentes no estructurales bajo carga. Las resistencias de diseño especificadas en los estándares de la industria utilizados con los procedimientos de resistencia de la Sección 1.3.1.1 y los procedimientos de esfuerzo permisible de la Sección 1.3.1.2 se basan en extensas pruebas de laboratorio y muchos años de experiencia con el desempeño de estructuras diseñadas utilizando estos estándares en estructuras reales. De manera similar, las técnicas de modelado analítico comúnmente utilizadas por los ingenieros para predecir el comportamiento de estos sistemas se han comparado y validado con pruebas de laboratorio. La evaluación comparativa similar de la resistencia, el rendimiento de los componentes y los modelos analíticos es esencial cuando se utilizan procedimientos basados en el rendimiento. Cuando se utilicen en un diseño sistemas y componentes que estén dentro del alcance de los estándares de la industria, se debe realizar un modelado analítico de estos sistemas y componentes y sus resistencias de acuerdo con estos estándares y la práctica de la industria, a menos que nuevos datos y pruebas sugieran que otras las suposiciones son más apropiadas. Cuando se vayan a utilizar nuevos sistemas, componentes o materiales, se deben realizar pruebas de laboratorio para indicar las resistencias y los supuestos de modelado apropiados.

Ningún protocolo único es apropiado para su uso en pruebas de laboratorio de componentes estructurales y no estructurales. El número apropiado y los tipos de pruebas que se deben realizar dependen del tipo de carga a la que se someterá el componente, la

complejidad del comportamiento del componente, los modos de falla que puede exhibir, las consecuencias de esta falla y la variabilidad asociada con el comportamiento. Las resistencias deben seleccionarse para proporcionar una probabilidad aceptablemente baja de rendimiento inaceptable. El comentario al Capítulo 2 brinda orientación sobre el cálculo de los factores de carga y resistencia que pueden usarse para este propósito, cuando se usan procedimientos LRFD.

Independientemente de los medios utilizados para demostrar un rendimiento aceptable, las pruebas deberían ser suficientes para proporcionar una comprensión del valor medio probable y la variabilidad de la resistencia o el rendimiento del componente. Para materiales o componentes que exhiben una variabilidad significativa en el comportamiento, como resultado de la mano de obra, la variación del material o modos de comportamiento frágiles, se puede requerir una gran cantidad de pruebas para caracterizar adecuadamente tanto los valores medios como la dispersión. Rara vez es posible realizar un número tan grande de pruebas como parte de un proyecto individual. Por lo tanto, por razones de practicidad, esta norma permite un pequeño número de pruebas, con el número basado en la variabilidad observada. Se advierte a los usuarios que realicen pruebas en material que sea representativo del que se espera utilizar en el proyecto específico y que todas las fuentes significativas de variabilidad estén incluidas en las muestras de prueba. Cuando se observa una gran variabilidad en estos datos de prueba, el requisito mínimo de seis pruebas no es adecuado para establecer la media real o la variabilidad con confianza, y se debe tener la debida precaución al desarrollar medidas de rendimiento o resistencia de componentes basadas en esta prueba limitada. . Esta es la razón principal por la que los procedimientos de esta sección se limitan al uso en los proyectos específicos que se analizan (es decir, no son "portables" a proyectos similares) y que los datos de estas pruebas no pretenden ser un medio para obtener la precalificación de nuevos sistemas, materiales o componentes para una amplia aplicación.

Algunas industrias y estándares de la industria han adoptado protocolos y procedimientos estándar para las pruebas de calificación. Por ejemplo, AISC 341, Capítulo K, especifica las pruebas requeridas para la calificación de conexiones utilizadas en ciertos sistemas de acero resistentes a fuerzas sísmicas. La industria de paneles estructurales de madera generalmente ha adoptado los protocolos de prueba desarrollados por el proyecto del Consorcio de Universidades para la Investigación en Ingeniería Sísmica ([Krawinkler et al. 2002](#)). Cuando un material, componente o sistema es similar a aquellos para los que existe un estándar de la industria, se debe usar el estándar de la industria, a menos que se pueda demostrar a satisfacción de la revisión por pares y de la autoridad competente que se obtendrán resultados más apropiados, mediante el uso de procedimientos y protocolos alternativos.

Cuando los datos de las pruebas de la Sección 1.3.1.3.2 se utilizan para caracterizar una variable dentro del análisis de confiabilidad, los tamaños de muestra deben ser suficientes para definir la media y el coeficiente de variación de la resultados de la prueba dentro de límites de confianza específicos determinados por la importancia de esa variable en el análisis de confiabilidad. Si bien la mayoría de las pruebas que se realizan de acuerdo con la Sección 1.3.1.3.2 se usarán principalmente para confirmar o complementar los análisis de ingeniería, es posible que los datos de las pruebas también se usen para caracterizar una de las variables aleatorias que forman parte del análisis de confiabilidad. Debido a que cada variable en el análisis de confiabilidad influirá en el índice de confiabilidad calculado final, cada variable basada en pruebas debe estar sujeta a una cantidad razonable de rigor estadístico. Para tamaños de muestra muy pequeños, no es posible definir la media o la desviación estándar con precisión. Sin embargo, existen métodos bien establecidos para calcular los límites de confianza de esos parámetros. Por ejemplo, una estimación conservadora del valor medio podría ser el límite inferior de confianza del 75 %.

**C1.3.2 Capacidad de servicio.** Además de los estados límite de resistencia, los edificios y otras estructuras también deben satisfacer las condiciones de servicio.

estados límite que definen el desempeño funcional y el comportamiento bajo cargas normalmente experimentadas durante la vida útil de la estructura o durante un tiempo definido específicamente para un proyecto o un estado límite particular. Los estados límite de servicio incluyen elementos tales como deflexión y vibración. En los Estados Unidos, los estados límite de resistencia se han especificado tradicionalmente en los códigos de construcción porque controlan la seguridad de la estructura. Sin embargo, los estados límite de servicio generalmente no son catastróficos, definen un nivel de calidad de la estructura o elemento y son una cuestión de juicio en cuanto a su aplicación. Los estados límite de servicio involucran las percepciones y expectativas del propietario o usuario y son una cuestión contractual entre el propietario o usuario y el

diseñador y constructor. Es por estas razones, y debido a que los beneficios son a menudo subjetivos y difíciles de definir o cuantificar, que los estados límite de servicio en su mayor parte no se incluyen dentro de los códigos de construcción modelo de EE. UU., con varias excepciones notables, como los límites de deflexión de los miembros. En algunos casos, los estándares de diseño de materiales proporcionan estados límite de servicio para elementos estructurales compuestos por su material.

El hecho de que los estados límite de servicio no estén habitualmente codificados no debe restarles importancia. Exceder un estado límite de servicio en un edificio u otra estructura generalmente significa que su función se ve interrumpida o deteriorada debido a un daño o deterioro local menor o debido a la incomodidad o molestia de los ocupantes. Por tanto, en este apartado se establece que los estados límite de servicio y las cargas de servicio asociadas a dichos estados límite deben ser definido en los criterios de diseño del proyecto, que a menudo se desarrollarán en consulta con el propietario del edificio u otra estructura. El Apéndice C y su comentario brindan orientación al diseñador sobre el desarrollo de criterios de diseño de capacidad de servicio.

Las cargas de servicio pueden variar significativamente de las cargas de diseño especificadas en esta norma. A menudo, las cargas de servicio dependen del estado límite de servicio específico que se investiga. Por ejemplo, la deflexión de una viga para un estado límite de servicio de rigidez se ha evaluado normalmente utilizando la carga viva especificada en esta norma sin aplicarle un factor de carga. Si bien la carga viva utilizada para evaluar la vibración del piso causada por pisadas se ha tomado comúnmente como un promedio estimado de la carga viva real presente, en esta norma se especifica a menudo significativamente menos que la carga viva de diseño.

**C1.3.3 Funcionalidad.** Las estructuras en la categoría de riesgo IV están destinadas a tener alguna medida de protección contra daños a la estructura y los sistemas no estructurales designados que impedirían que la instalación reasumiera su función prevista luego del peligro ambiental de diseño. Por ejemplo, en el Capítulo 13 de la norma, los sistemas no estructurales asignados a la Categoría de riesgo IV deben probarse o verificarse mediante análisis para que sean lo suficientemente resistentes como para conservar su función anterior al terremoto después del terremoto de diseño. Hay requisitos adicionales en los capítulos sísmicos, 11 a 23, para limitar el daño estructural y la deriva para preservar la función de la estructura. Dado que las disposiciones de esta norma requieren que las estructuras y los componentes no estructurales se diseñen para permanecer esencialmente elásticos bajo la mayoría de los otros peligros ambientales, generalmente se proporciona la preservación de la función.

Cuando se elige un diseño basado en el desempeño en lugar de los procedimientos de diseño prescriptivos de la norma, el profesional de diseño registrado debe confirmar que la estructura tiene suficiente resistencia y rigidez para no sufrir daños durante el evento de riesgo ambiental de diseño que impediría que la instalación reanude su funcionamiento. función prevista, o en algunos casos o riesgos, funcionamiento durante el riesgo de diseño.

Debido a que la naturaleza de la preservación de la función es muy amplia y abarca muchos componentes y sistemas estructurales diferentes sujetos a diversos peligros, no hay confiabilidad específica.

objetivos Por esa razón, los términos "probabilidad razonable" y "resistencia estructural adecuada" aplicados a los sistemas estructurales se utilizan para indicar que la aplicación de la Sección 1.1.3 no es un valor objetivo absoluto. Lo que constituye una probabilidad razonable depende de muchos factores, incluido el reconocimiento de que las fragilidades de los sistemas estructurales para garantizar el funcionamiento no están bien establecidas y deben ser acordadas por el usuario, el cliente y, si corresponde, la autoridad competente y los revisores pares.

Los sistemas no estructurales designados deben estar compuestos por componentes que tengan la resistencia, la rigidez y la robustez adecuadas, y que estén fijados adecuadamente a la estructura para que no sufran daños suficientes que impidan el funcionamiento del sistema dentro de un período de tiempo específico, ya que la instalación se pone de nuevo en línea. Esta funcionalidad se puede demostrar mediante análisis o pruebas físicas del sistema o los componentes no estructurales.

Los sistemas no estructurales designados pueden variar entre estructuras según la función de la instalación. Sin embargo, los sistemas que son esenciales para la seguridad de la vida son comúnmente aceptados como necesarios para la preservación de funciones. Dichos sistemas pueden incluir sistemas de detección y supresión de incendios, iluminación de salidas de emergencia y sistemas que contienen materiales explosivos, tóxicos o altamente tóxicos. Los sistemas y componentes específicos que deben considerarse parte del "sistema no estructural designado" deben ser determinados por el usuario y pueden requerir la aprobación de la autoridad competente y, si forman parte del diseño, los revisores pares.

Los requisitos de esta sección no son para evitar daños a los elementos estructurales o componentes no estructurales. De hecho, podría haber un daño considerable a los sistemas no estructurales no esenciales y algunas indicaciones de deformación inelástica de la estructura. No debe haber daño estructural que indique que la estructura no es segura para soportar las cargas con una confiabilidad similar a la requerida para soportarla durante la operación normal.

No debe haber daños en los componentes no estructurales que impidan el funcionamiento, como rutas de salida bloqueadas. Los sistemas no estructurales designados pueden tener daños estéticos, pero los componentes pueden funcionar como lo hacían antes del peligro.

La declaración de que se considera que las disposiciones dentro de esta norma cumplen con esta sección significa que al seguir las disposiciones prescriptivas contenidas en este documento, el profesional del diseño debe ser capaz de proporcionar el desempeño de preservación de la función prevista de las estructuras de Categoría de Riesgo IV en un período razonable de tiempo, tiempo consistente con el estado actual de la práctica. En algunos capítulos de esta norma, hay otros términos que se refieren esencialmente a los mismos componentes como "Sistema no estructural designado". "Sistema sísmico designado" en el Capítulo 13 y "Equipos y sistemas críticos" en el Capítulo 6 son dos ejemplos. En esos casos, los términos específicos del capítulo de peligros se conservan para permitir que se implementen los requisitos específicos de peligros.

**C1.3.4 Fuerzas y efectos de autoesfuerzo.** Las estructuras indeterminadas que experimentan cambios dimensionales desarrollan fuerzas y efectos de autoesfuerzo. Los ejemplos incluyen momentos en pórticos rígidos que experimentan asentamientos de cimentación diferenciales, fuerzas de pretensado o postensado, así como cualquier relajación o pérdida de tales fuerzas suficiente para afectar el desempeño estructural y fuerzas de corte en muros de carga que soportan losas de concreto que se contraen. A menos que se tomen medidas para las fuerzas y efectos de autoesfuerzo, los esfuerzos en los elementos estructurales, ya sea solos o en combinación con esfuerzos de cargas externas, pueden ser lo suficientemente altos como para causar daño estructural.

En muchos casos, la magnitud de las fuerzas de autoesfuerzo se puede anticipar mediante análisis de la contracción esperada, las fluctuaciones de temperatura, el movimiento de los cimientos, etc. Sin embargo, no es

siempre práctico para calcular la magnitud de las fuerzas de autoesfuerzo. Los diseñadores a menudo especifican juntas de alivio, sistemas de armazón adecuados u otros detalles para minimizar las fuerzas y efectos de autoesfuerzo.

**C1.3.7 Resistencia al Fuego.** Cuando no existe un código de construcción aplicable (el código de construcción bajo el cual se diseña la estructura), se deben aplicar las disposiciones de resistencia estructural al fuego del Código Internacional de Construcción. El Apéndice E proporciona procedimientos de diseño basados en el desempeño para medios alternativos especificados en la Sección 1.3.1.

#### C1.4 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL GENERAL

Las Secciones 1.4.1 a 1.4.4 presentan criterios de resistencia mínima destinados a garantizar que todas las estructuras cuenten con una interconectividad mínima de sus elementos y que esté presente un sistema completo resistente a fuerzas laterales con suficiente resistencia para proporcionar estabilidad bajo cargas de gravedad y fuerzas laterales nominales, fuerzas que son independientes del viento de diseño, sísmicas u otras cargas anticipadas. La conformidad con estos criterios proporciona integridad estructural para el servicio normal y eventos menores imprevistos que razonablemente se puede esperar que ocurran a lo largo de su vida útil. Para muchas estructuras que albergan un gran número de personas, o que albergan las funciones necesarias para proteger la seguridad pública o las ocupaciones que pueden ser objeto de sabotaje o ataque intencional, se debe incorporar en los diseños una protección más rigurosa que la provista por estas secciones. Para tales estructuras, pueden y deben tomarse precauciones adicionales en el diseño de estructuras para limitar los efectos del colapso local y para prevenir o minimizar el colapso progresivo de acuerdo con los procedimientos de la Sección 2.5, tal como se indica en la Sección 1.4. El colapso progresivo se define como la propagación de una falla local inicial de un elemento a otro, que eventualmente resulta en el colapso de una estructura completa o de una parte desproporcionadamente grande de ella.

Algunos autores han definido la resistencia al colapso progresivo como la capacidad de una estructura para acomodar, con solo una falla local, la remoción teórica de cualquier miembro estructural individual. Además de la posibilidad de daños adicionales que pueden causar los desechos no controlados del miembro fallado, parece prudente considerar si el evento anormal fallará solo en un miembro.

Debido a que los accidentes, el uso indebido y el sabotaje normalmente son eventos imprevisibles, no se pueden definir con precisión. Asimismo, la integridad estructural general es una calidad que no puede expresarse en términos simples. El propósito de la Sección 1.4 y el comentario es dirigir la atención al problema del colapso local, presentar pautas para manejarlo que ayudarán al ingeniero de diseño y promover la consistencia del tratamiento en todo tipo de estructuras y en todos los materiales de construcción. ASCE no pretende, en este momento, que esta norma establezca eventos específicos a ser considerados durante el diseño o que esta norma proporcione criterios de diseño específicos para minimizar el riesgo de colapso progresivo.

Accidentes, mal uso, sabotaje y sus consecuencias. Además del mal uso no intencional o intencional, algunos de los incidentes que pueden causar colapso local ([Leyendecker et al. 1976](#)) son explosiones causadas por ignición de gas o líquidos industriales, fallas de calderas, impacto de vehículos, impacto de objetos que caen, efectos de excavaciones adyacentes, errores graves de construcción, vientos muy fuertes como tornados y sabotaje. Generalmente, tales eventos anormales no serían parte de las consideraciones normales de diseño.

La distinción entre colapso general y colapso local limitado se puede hacer mejor con un ejemplo de la siguiente manera.

**Colapso General.** La demolición inmediata y deliberada de una estructura completa mediante explosivos escalonados es un ejemplo obvio de colapso general. Además, la falla de una columna en una estructura de una, dos, tres o posiblemente incluso cuatro columnas podría precipitar

colapso general porque la columna fallada local es una parte importante del sistema estructural total en ese nivel. De manera similar, la falla de un elemento principal de soporte en el piso inferior de una estructura de dos o tres pisos podría provocar el colapso general de toda la estructura. Tales colapsos están más allá del alcance de las disposiciones discutidas en este documento. Ha habido numerosos casos de colapso general que han ocurrido como resultado de eventos tales como bombardeos, deslizamientos de tierra e inundaciones.

**Colapso local limitado.** Un ejemplo de colapso local limitado sería la contención del daño a los tramos y pisos adyacentes luego de la destrucción de una o dos columnas vecinas en una estructura de varios tramos. La restricción del daño a porciones de dos o tres pisos de una estructura superior después de la falla de una sección del muro de carga en un piso es otro ejemplo.

#### Ejemplos de Colapso General Punto

Ronan. Un caso destacado de colapso local que progresó a una parte desproporcionada de todo el edificio (y por lo tanto es un ejemplo del tipo de falla que nos preocupa aquí) fue el desastre de Ronan Point, que atrajo la atención de la profesión hacia el asunto de la seguridad general. integridad estructural en los edificios. Ronan Point era un edificio de apartamentos de 22 pisos de grandes paneles de carga de hormigón prefabricado en Canning Town, Inglaterra. En marzo de 1968, una explosión de gas en un apartamento del piso 18 voló la pared de una sala de estar. La pérdida del muro provocó el derrumbe de toda la esquina del edificio. Los apartamentos de arriba del piso 18, perdiendo repentinamente el apoyo de abajo y estando insuficientemente amarrados y reforzados, se derrumbaron uno tras otro. Los escombros que caían rompieron pisos y paredes sucesivos debajo del piso 18 y la falla progresó hasta el suelo. Una mejor continuidad y ductilidad podrían haber reducido la cantidad de daño en Ronan Point.

Otro ejemplo es la falla de un estacionamiento de un piso reportada en Granstrom y Carlsson (1974). El hundimiento de un pórtico transversal bajo una concentración de nieve provocó el posterior hundimiento progresivo de toda la cubierta, que estaba sostenida por 20 pórticos transversales del mismo tipo. Colapsos progresivos similares se mencionan en Seltz-Pettrash (1979).

Edificio Federal Alfred P. Murrah. El 19 de abril de 1995, un camión que contenía aproximadamente 4000 libras de explosivo a base de fertilizante (nitrato de amonio/combustible) estaba estacionado cerca de la acera al lado del edificio de oficinas de hormigón armado de nueve pisos (Weidlinger 1994; Engrg. News Rec. 1995; Longinow 1995; Glover 1996). El lado que enfrentaba la explosión tenía columnas en las esquinas y otras cuatro columnas perimetrales. La onda expansiva desintegró una de las columnas perimetrales de  $20 \times 36$  pulgadas ( $508 \times 915$  mm) y provocó fallas frágiles en otras dos. La viga de transferencia en el tercer nivel por encima de estas columnas falló y los pisos del piso superior se derrumbaron de manera progresiva. Aproximadamente el 70% del edificio experimentó un colapso dramático. Murieron ciento sesenta y ocho personas, muchas de ellas como consecuencia directa del derrumbe progresivo. El daño podría haber sido menor si esta estructura no hubiera dependido de vigas de transferencia para soportar los pisos superiores, si hubiera habido mejores detalles para la ductilidad y mayor redundancia, y si hubiera habido una mejor resistencia para las cargas de levantamiento en las losas del piso.

Hay una serie de factores que contribuyen al riesgo de propagación de daños en estructuras modernas (Breen 1976). Entre ellos se encuentran los siguientes:

1. Existe una aparente falta de conciencia general entre los ingenieros de que la integridad estructural contra el colapso es lo suficientemente importante como para considerarla regularmente en el diseño.
2. Para tener más flexibilidad en los planos de planta y mantener bajos los costos, las paredes interiores y las particiones a menudo no soportan carga y, por lo tanto, es posible que no puedan ayudar a contener los daños.

3. Al tratar de lograr una economía en la estructura a través de una mayor velocidad de montaje y menos mano de obra en el sitio, los sistemas pueden construirse con una continuidad mínima, uniones entre elementos y rigidez de las juntas.
4. Los muros de carga no reforzados o ligeramente reforzados en estructuras de varios pisos también pueden tener una continuidad, amarres y rigidez de junta inadecuados.
5. En vigas de techo y arcos, puede que no haya suficiente resistencia para soportar las cargas adicionales o suficiente acción de diafragma para mantener la estabilidad lateral de los miembros adyacentes si uno se derrumba.
6. Al eliminar factores de seguridad excesivamente grandes, los cambios de código en las últimas décadas han reducido el amplio margen de seguridad inherente a muchas estructuras más antiguas. El uso de materiales de mayor resistencia que permiten secciones más esbeltas agrava el problema porque las estructuras modernas pueden ser más flexibles y sensibles a las variaciones de carga y, además, pueden ser más sensibles a los errores de construcción.

La experiencia ha demostrado que el principio de tomar precauciones en el diseño para limitar los efectos del colapso local es realista y puede satisfacerse económicamente. Desde el punto de vista de la seguridad pública, es razonable esperar que todas las estructuras de varios pisos posean una integridad estructural general comparable a la de las estructuras de armazón convencional diseñadas adecuadamente (Breen 1976; Burnett 1975).

**Alternativas de diseño.** Hay varias formas de obtener resistencia al colapso progresivo. En Ellingwood y Leyen Decker (1978), se hace una distinción entre diseño directo e indirecto, y se definen los siguientes enfoques:

**Diseño directo:** Consideración explícita de la resistencia al colapso progresivo durante el proceso de diseño a través del Método de ruta alternativa: Un método que permite que ocurra una falla local pero busca proporcionar rutas de carga alternativas para que se absorba el daño y se evite el colapso mayor.

**Método de Resistencia Local Específica:** Un método que busca proporcionar suficiente resistencia para resistir fallas por accidentes o mal uso.

**Diseño indirecto:** Consideración implícita de la resistencia al colapso progresivo durante el proceso de diseño a través de la provisión de niveles mínimos de resistencia, continuidad y ductilidad.

La integridad estructural general de una estructura puede probarse mediante análisis para determinar si existen caminos alternativos alrededor de regiones hipotéticamente colapsadas. Alternativamente, los estudios de rutas alternativas pueden usarse como guías para desarrollar reglas para los niveles mínimos de continuidad y ductilidad necesarios para aplicar el enfoque de diseño indirecto para mejorar la integridad estructural general. Se puede proporcionar una resistencia local específica en regiones de alto riesgo porque puede ser necesario que algún elemento tenga la fuerza suficiente para resistir cargas anormales para que la estructura en su conjunto desarrolle caminos alternativos. Las sugerencias específicas para la implementación de cada uno de los métodos definidos se encuentran en Ellingwood y Leyendecker (1978).

#### Lineamientos para la Provisión de Integridad Estructural General.

Generalmente, las conexiones entre los componentes estructurales deben ser dúctiles y tener una capacidad para deformaciones relativamente grandes y absorción de energía bajo el efecto de condiciones anormales. Este criterio se cumple de muchas maneras diferentes, dependiendo del sistema estructural utilizado. Los detalles que son apropiados para la resistencia a cargas de viento moderadas y cargas sísmicas a menudo proporcionan suficiente ductilidad. En 1999, ASCE emitió un informe sobre el estado de la práctica que es una buena introducción al complejo campo del diseño resistente a explosiones (ASCE 1999).

Trabajar con grandes estructuras de paneles prefabricados ([Schultz et al. 1977; PCI Committee on Precast Bearing Walls 1976; Fintel y Schultz 1979](#)) proporciona un ejemplo de cómo abordar el problema de la integridad estructural general en un sistema de construcción que es inherentemente discontinuo. La provisión de lazos combinados con detalles cuidadosos de las conexiones puede superar las dificultades asociadas con tal sistema. El mismo tipo de metodología y filosofía de diseño se puede aplicar a otros sistemas ([Fintel y Annamalai 1979](#)). Los Requisitos del Código de Construcción de ACI para Concreto Estructural (ACI 2014) incluyen tales requisitos en la Sección 4.10.

Hay varias formas de diseñar para la integridad requerida para transportar cargas alrededor de paredes, armaduras, vigas, columnas y pisos severamente dañados. Algunos ejemplos de conceptos y detalles de diseño son

1. Buen diseño del plan. Un factor importante para lograr la integridad es la disposición adecuada en planta de las paredes y las columnas. En las estructuras de muros de carga, debe haber una disposición de muros longitudinales interiores para soportar y reducir la luz de las secciones largas de los muros transversales, mejorando así la estabilidad de los muros individuales y de las estructuras en su conjunto. En el caso de falla local, esta reducción también disminuirá la longitud del muro que probablemente se verá afectado.
2. Proporcionar un sistema integrado de lazos entre los elementos principales del sistema estructural. Estos lazos pueden diseñarse específicamente como componentes de sistemas secundarios de transporte de carga, que a menudo deben soportar deformaciones muy grandes durante eventos catastróficos.
3. Devoluciones en paredes. Los retornos en las paredes interiores y exteriores las hacen más estables.
4. Cambio de dirección de la luz de la losa de piso. Cuando una losa de piso unidireccional se refuerce a la luz, con un factor de seguridad bajo, en su dirección secundaria si se elimina un muro de carga, se evitará el colapso de la losa y se evitará la carga de escombros de otras partes de la estructura. ser minimizado. A menudo, la contracción y la temperatura del acero serán suficientes para permitir que la losa se expanda en una nueva dirección.
5. Tabiques interiores portantes. Los muros interiores deben ser capaces de soportar suficiente carga para lograr el cambio de dirección de luz en las losas de piso.
6. Acción de catenaria de losa de piso. Donde la losa no puede cambiar la dirección del tramo, el tramo aumentará si se elimina una pared de soporte intermedia. En este caso, si hay suficiente refuerzo en toda la losa y suficiente continuidad y restricción, la losa puede ser capaz de soportar las cargas por la acción de la catenaria, aunque se producirán deflexiones muy grandes.
7. Acción de haz de paredes. Se puede suponer que los muros pueden atravesar una abertura si suficiente acero de amarre en la parte superior e inferior de los muros les permite actuar como el alma de una viga con las losas arriba y abajo actuando como alas ([Schultz et al. 1977](#)).
8. Sistemas estructurales redundantes. Una ruta de carga secundaria (p. ej., un sistema de vigas de transferencia o armaduras de nivel superior que permite que los pisos inferiores de un edificio de varios pisos cuelguen de los pisos superiores en caso de emergencia) permite que la estructura sobreviva a la eliminación de los elementos de soporte clave.
9. Detallado dúctil. Evite detalles de baja ductilidad en elementos que puedan estar sujetos a cargas dinámicas o distorsiones muy grandes durante fallas localizadas (p. ej., considere las implicaciones de las fallas por cortante en vigas o losas soportadas bajo la influencia de pesos de construcción que caen desde arriba).
10. Proporcione refuerzo adicional para resistir explosiones y cargas inversión cuando se consideran cargas explosivas en el diseño ([ASCE 1997](#)).

11. Considere el uso de construcciones compartimentadas en combinación con marcos resistentes a momentos especiales (como se define en [FEMA 1997](#)) en el diseño de edificios nuevos al considerar la protección contra explosiones.

Si bien no agrega directamente integridad estructural para la prevención del colapso progresivo, el uso de vidrio especial no frágil para las ventanas puede reducir en gran medida el riesgo para los ocupantes durante las explosiones exteriores ([ASCE 1997](#)). En la medida en que el vidrio infrangible aisla el interior de un edificio de las ondas de choque de la explosión, también puede reducir el daño a los elementos estructurales interiores (p. ej., se podría hacer que las losas de piso soportadas sean menos propensas a fallar debido a las fuerzas de elevación) para las explosiones exteriores.

## C1.5 CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

**C1.5.1 Categorización de Riesgos.** En la edición de 2010 de esta norma, se agregó una nueva Tabla 1.5-2 que consolida los diversos factores de importancia especificados para los distintos tipos de cargas a lo largo de la norma en un solo lugar. Este cambio se realizó para facilitar el proceso de encontrar valores de estos factores.

Simultáneamente con esta adición, se eliminaron los factores de importancia para las cargas de viento, ya que los cambios en los nuevos mapas de riesgo de viento adoptados por la norma incorporaron la consideración de vientos de diseño menos probables para estructuras asignadas a categorías de riesgo más altas, negando la necesidad de factores de importancia separados.

Se pueden encontrar más comentarios sobre este tema en el comentario al Capítulo 26.

Las categorías de riesgo de la Tabla 1.5-1 se utilizan para relacionar los criterios para las cargas o distorsiones ambientales máximas especificadas en esta norma con la consecuencia de que se excedan las cargas para la estructura y sus ocupantes. Durante muchos años, esta norma utilizó el término "Categoría de ocupación", al igual que los códigos de construcción. Sin embargo, el término "ocupación", tal como lo utilizan los códigos de construcción, se relaciona principalmente con cuestiones asociadas con la protección contra incendios y la seguridad humana, a diferencia de los riesgos asociados con fallas estructurales. El término Categoría de riesgo se adoptó en lugar de la anterior Categoría de ocupación en la edición de 2010 de la norma para distinguir entre estas dos consideraciones. La numeración de la categoría de riesgo no ha cambiado con respecto a las ediciones anteriores de la norma ([ASCE 7-98, -02 y -05](#)), pero los criterios para seleccionar una categoría se han generalizado con respecto a las descripciones de estructura y ocupación. La razón de esta generalización es que el riesgo aceptable para un edificio o estructura es una cuestión de política pública y no puramente técnica. Los códigos de construcción modelo como el Código Internacional de Construcción ([ICC 2009](#)) y NFPA-5000 ([NFPA 2006](#)) contienen listas prescriptivas de tipos de construcción por Categoría de Ocupación. Las comunidades individuales pueden modificar estas listas cuando adoptan códigos locales basados en el código modelo, y los propietarios u operadores individuales pueden optar por diseñar edificios individuales para categorías de ocupación más altas en función de las decisiones personales de gestión de riesgos. La clasificación continúa reflejando una progresión de la gravedad anticipada de la consecuencia de la falla desde el riesgo más bajo para la vida humana (Categoría de riesgo I) hasta el más alto (Categoría de riesgo IV). La eliminación de los ejemplos específicos de edificios que caen en cada categoría tiene el beneficio de que elimina el potencial de conflicto entre el estándar y los códigos adoptados localmente y también brinda a las comunidades individuales y a los equipos de desarrollo la flexibilidad para interpretar el riesgo aceptable para proyectos individuales.

Históricamente, los códigos de construcción y la norma han utilizado una variedad de factores para determinar la categoría de ocupación de un edificio. Estos factores incluyen el número total de personas que

estaría en riesgo si no ocurriera, el número total de personas presentes en una sola habitación o área ocupada, la movilidad de los ocupantes y su capacidad para hacer frente a situaciones peligrosas, el potencial de liberación de materiales tóxicos y la pérdida de servicios vital para el bienestar de la comunidad.

Las estructuras de Categoría de riesgo I generalmente abarcan edificios y estructuras que normalmente están desocupados y que resultarían en un riesgo insignificante para el público si fallaran. Las estructuras típicamente clasificadas en esta categoría han incluido graneros, refugios de almacenamiento, puertas de entrada y estructuras pequeñas similares. La categoría de riesgo II incluye la gran mayoría de las estructuras, incluida la mayoría de los edificios residenciales, comerciales e industriales, e históricamente ha sido designada como que contiene todos aquellos edificios y estructuras que no están clasificados específicamente como conformes a otra categoría.

La categoría de riesgo III incluye edificios y estructuras que albergan a un gran número de personas en un solo lugar, como teatros, salas de conferencias y usos de reunión similares y edificios con personas que tienen movilidad limitada o capacidad para escapar a un lugar seguro en caso de falla, incluidas las escuelas primarias, las prisiones y los pequeños centros de atención de la salud. Esta categoría también ha incluido estructuras asociadas con los servicios públicos necesarios para proteger la salud y la seguridad de una comunidad, incluidas las estaciones generadoras de energía y las plantas de tratamiento de aguas y aguas residuales. También ha incluido estructuras que albergan sustancias peligrosas, como explosivos o toxinas, que si se liberan en cantidad podrían poner en peligro a la comunidad circundante, como estructuras en instalaciones de procesos petroquímicos que contienen grandes cantidades de H<sub>2</sub>S o amoníaco.

Las fallas de las centrales eléctricas que suministran electricidad a la red nacional pueden causar pérdidas económicas sustanciales y trastornos en la vida civil cuando sus fallas pueden provocar que otras centrales se desconecten sucesivamente. El resultado puede ser un corte de energía masivo y potencialmente prolongado, una escasez o ambos, que conducen a enormes pérdidas económicas debido a las industrias inactivas y una grave interrupción de la vida civil debido a la inoperancia de los subterráneos, las señales de tráfico, etc. Uno de esos eventos ocurrió en partes de Canadá y el noreste de los Estados Unidos en agosto de 2003.

Las fallas en las instalaciones de tratamiento de agua y aguas residuales pueden causar interrupciones en la vida civil porque estas fallas pueden causar riesgos para la salud pública a gran escala (pero en su mayoría sin peligro para la vida) causados por la incapacidad de tratar las aguas residuales y proporcionar agua potable.

Las fallas de los principales centros de telecomunicaciones pueden causar interrupciones en la vida civil al privar a los usuarios del acceso a información de emergencia importante (mediante radio, televisión y comunicaciones telefónicas) y al causar pérdidas económicas sustanciales asociadas con la interrupción generalizada del negocio.

La categoría de riesgo IV ha incluido tradicionalmente estructuras cuya falla inhibiría la disponibilidad de los servicios comunitarios esenciales necesarios para hacer frente a una situación de emergencia. Los edificios y estructuras típicamente agrupados en la Categoría de Riesgo IV incluyen hospitales, estaciones de policía, estaciones de bomberos, centros de comunicación de emergencia y usos similares.

Las estructuras auxiliares necesarias para el funcionamiento de las instalaciones de la Categoría de riesgo IV durante una emergencia también se incluyen en esta Categoría de riesgo. Al decidir si una estructura auxiliar o una estructura que apoya funciones tales como extinción de incendios se encuentra en la Categoría de riesgo IV, el profesional del diseño debe decidir si la falla de la estructura en cuestión afectará negativamente la función esencial de la instalación. Además de las instalaciones esenciales, los edificios y otras estructuras que contienen materiales extremadamente peligrosos se han agregado a la Categoría de riesgo IV para reconocer el efecto potencialmente devastador que la liberación de materiales extremadamente peligrosos puede tener en una población.

Los criterios que se han utilizado históricamente para asignar edificios y estructuras individuales a Categorías de Ocupación no han

**FIGURA C1.5-1 Relación aproximada entre el número de vidas puestas en riesgo por una falla y la categoría de ocupación**

han sido coherentes y, en ocasiones, se han basado en consideraciones que son más apropiadas para la seguridad humana y contra incendios que para la falla estructural. Por ejemplo, los edificios universitarios que albergan a más de unos pocos cientos de estudiantes se han colocado en una categoría de riesgo más alta que los edificios de oficinas que albergan el mismo número de personas.

Se debe utilizar una base racional para determinar la categoría de riesgo para el diseño estructural, que se basa principalmente en el número de personas cuyas vidas estarían en peligro o cuyo bienestar se vería afectado en caso de falla. La figura C1.5-1 ilustra este concepto.

“Vidas en riesgo” se refiere al número de personas en grave riesgo de perder la vida debido a una falla estructural. La clasificación de la categoría de riesgo no es lo mismo que la capacidad de ocupación del código de construcción, que se basa principalmente en el riesgo de incendio para la vida. Las vidas en riesgo por una falla estructural incluyen personas que pueden estar fuera de la estructura en cuestión y que, sin embargo, corren un riesgo grave por la falla de la estructura. A partir de este concepto, las instalaciones de recuperación de emergencia que atienden a grandes poblaciones, aunque la estructura pueda albergar a relativamente pocas personas, se trasladan a las categorías de riesgo más altas.

Al determinar la población en riesgo, también se deben considerar los riesgos para la vida a más largo plazo que los creados durante una falla estructural. La falla de algunos edificios y estructuras, o su incapacidad para funcionar después de una fuerte tormenta, terremoto u otro desastre, puede tener un impacto de largo alcance. Por ejemplo, la pérdida de funcionalidad en una o más estaciones de bomberos podría inhibir la capacidad de un departamento de bomberos para extinguir incendios, permitiendo que los incendios se propaguen y pongan en riesgo a muchas más personas. Del mismo modo, la pérdida de funcionamiento de un hospital podría impedir el tratamiento de muchos pacientes durante un período de meses.

En los Capítulos 7, 10 y 11 se presentan los factores de importancia para las cuatro Categorías de Riesgo identificadas. Los factores de importancia específica difieren según las características estadísticas de las cargas ambientales y la forma en que la estructura responde a las cargas. El principio de exigir criterios de carga más estrictos para situaciones en las que la consecuencia de la falla puede ser grave ha sido reconocido en versiones anteriores de esta norma mediante la especificación de mapas de intervalo de recurrencia promedio para la velocidad del viento y la carga de nieve en el suelo.

Esta sección ahora reconoce que puede haber situaciones en las que sea aceptable asignar múltiples categorías de riesgo a una estructura según el uso y el tipo de condición de carga que se evalúa. Por ejemplo, hay circunstancias en las que una estructura debería diseñarse apropiadamente para cargas de viento con factores de importancia mayores que uno, pero sería penalizada innecesariamente si se diseñara para cargas sísmicas con factores de importancia mayores que

una. Un ejemplo sería un refugio para huracanes en un área sísmica baja. La estructura se clasificaría en Categoría de Riesgo IV para diseño eólico y en Categoría de Riesgo II para diseño sísmico.

**C1.5.3 Sustancias Tóxicas, Altamente Tóxicas y Explosivas.** Un método común para categorizar las estructuras que almacenan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas es mediante el uso de una tabla de cantidades exentas de estos materiales ([EPA 1999b](#); [International Code Council 2000](#)). Estas referencias y otras son fuentes de orientación sobre la identificación de materiales de estas clasificaciones generales. Una desventaja del uso de tablas de montos exentos es el hecho de que el método no puede manejar el

interacción de múltiples materiales. Dos materiales pueden estar exentos porque ninguno representa un riesgo para el público por sí mismos, pero pueden formar una combinación mortal si se combinan en un comunicado. Por lo tanto, un método alternativo y superior para evaluar el riesgo para el público de la liberación de un material es mediante una evaluación de peligros como parte de un plan general de gestión de riesgos (RMP).

Los edificios y otras estructuras que contengan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas pueden clasificarse como estructuras de categoría de riesgo II si se puede demostrar que el riesgo para el público por la liberación de estos materiales es mínimo. Las empresas que operan instalaciones industriales suelen realizar estudios de peligros y operabilidad (HAZOP), realizan evaluaciones cuantitativas de riesgos y desarrollan planes de gestión de riesgos y respuesta a emergencias. Las regulaciones federales y las leyes locales exigen muchos de estos estudios y planes ([EPA 1999a](#)). Además, muchas instalaciones industriales están ubicadas en áreas alejadas del público y tienen acceso restringido, lo que reduce aún más el riesgo para el público.

La intención de la Sección 1.5.2 es que el RMP y las características de diseño de la instalación que son críticas para la implementación efectiva del RMP se mantengan durante la vida útil de la instalación. El RMP y sus características críticas de diseño asociadas deben revisarse periódicamente para garantizar que la condición real de la instalación sea consistente con el plan. El RMP también debe revisarse siempre que se considere la alteración de las características de la instalación que son críticas para la implementación efectiva del RMP.

El RMP generalmente se ocupa de mitigar el riesgo para el público en general. Se enfatiza el riesgo para las personas fuera de las instalaciones que almacenan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas porque el personal de la planta no corre un riesgo tan alto como el público en general debido a la capacitación del personal de la planta en el manejo de sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas. sustancias y por los procedimientos de seguridad implantados en el interior de las instalaciones. Cuando estos elementos (personal capacitado y procedimientos de seguridad) no están presentes en una instalación, entonces el RMP debe mitigar el riesgo para el personal de la planta de la misma manera que mitiga el riesgo para el público en general.

Como resultado de la parte del programa de prevención de un RMP, los edificios y otras estructuras que normalmente caen en la Categoría de riesgo III pueden clasificarse en la Categoría de riesgo II si se proporcionan medios (p. ej., contención secundaria) para contener las sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas. sustancias en caso de fuga. Para calificar, los sistemas de contención secundaria deben estar diseñados, instalados y operados para evitar la migración de cantidades dañinas de sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas fuera del sistema al aire, suelo, agua subterránea o agua superficial en cualquier momento durante el uso. de la estructura Este requisito no debe interpretarse como que exige un sistema de contención secundario para evitar la liberación al aire de cualquier sustancia tóxica, altamente tóxica o explosiva. Al reconocer que la contención secundaria no debe permitir la liberación de cantidades "dañinas" de contaminantes, esta norma reconoce que existen sustancias que pueden contaminar el agua subterránea pero que no producen una concentración suficiente de sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas durante una liberación de vapor. para

constituir un riesgo para la salud o la seguridad del público. Debido a que representa la "última línea de defensa", la contención secundaria no califica para la clasificación reducida.

Si el efecto beneficioso de la contención secundaria puede ser anulado por fuerzas externas, como el desbordamiento de las paredes del dique por las inundaciones o la pérdida de contención líquida de un dique de tierra debido al desplazamiento excesivo del suelo durante un evento sísmico, entonces los edificios u otras estructuras en la pregunta no puede clasificarse en la categoría de riesgo II. Si la contención secundaria va a contener una sustancia inflamable, entonces la implementación de un programa de preparación y respuesta ante emergencias combinado con un sistema apropiado de supresión de incendios sería una acción prudente asociada con una clasificación de Categoría de Riesgo II. En muchas jurisdicciones, tales acciones son requeridas por los códigos de incendios locales.

Además, como resultado de la parte del programa de prevención de un RMP, los edificios y otras estructuras que contengan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas también podrían clasificarse en la Categoría de riesgo II para cargas de viento huracanado cuando se utilizan procedimientos obligatorios para reducir el riesgo de liberación de sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas durante e inmediatamente después de estas cargas extremas predecibles. Los ejemplos de dichos procedimientos incluyen el drenaje de fluidos peligrosos de un tanque cuando se pronostica un huracán o, por el contrario, el llenado de un tanque con fluido para aumentar su resistencia al pandeo y al vuelco. Según proceda, para minimizar el riesgo de daños a estructuras que contengan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas, los procedimientos obligatorios necesarios para la clasificación de la categoría de riesgo II deben incluir medidas preventivas, como la retirada de objetos que puedan convertirse en misiles aerotransportados en las proximidades de la estructura.

En ediciones anteriores de ASCE 7, no se proporcionaron las definiciones de materiales "peligrosos" y "extremadamente peligrosos". Por lo tanto, la determinación de la distinción entre materiales peligrosos y extremadamente peligrosos se dejó a discreción de la Autoridad competente. El cambio en el uso de los términos "tóxico" y "altamente tóxico" basado en las definiciones de la ley federal (29 CFR 1910.1200 Apéndice A con enmiendas del 1 de febrero de 2000) ha corregido este problema.

Debido a la naturaleza altamente cuantitativa de las definiciones de tóxico y altamente tóxico que se encuentran en 29 CFR 1910.1200 Apéndice A, el Comité de Trabajo de Disposiciones Generales consideró que las definiciones encontradas en la ley federal debe mencionarse directamente en lugar de repetirse en el cuerpo de ASCE 7. Las definiciones que se encuentran en 29 CFR 1910.1200 Apéndice A se repiten en el siguiente texto como referencia.

Altamente tóxico. Un químico que cae dentro de cualquiera de las siguientes categorías:

1. Una sustancia química que tiene una dosis letal media [LD(50)] de 50 mg o menos por kilogramo de peso corporal cuando se administra por vía oral a ratas albinas que pesan entre 200 y 300 g cada una.
2. Una sustancia química que tiene una dosis letal media [LD(50)] de 200 mg o menos por kilogramo de peso corporal cuando se administra por contacto continuo durante 24 horas (o menos si la muerte ocurre dentro de las 24 horas) con la piel desnuda de conejos albinos de entre 2 y 3 kg cada uno.
3. Una sustancia química que tiene una concentración letal media [LC(50)] en el aire de 200 partes por millón por volumen o menos de gas o vapor, o 2 mg por litro o menos de niebla, humo o polvo, cuando se administra por inhalación continua durante 1 hora (o menos si la muerte ocurre dentro de 1 hora) a ratas albinas que pesan entre 200 y 300 g cada una.

Tóxico. Un químico que cae dentro de cualquiera de las siguientes categorías:

1. Una sustancia química que tiene una dosis letal media [LD(50)] de más de 50 mg por kg, pero no más de 500 mg por kg de

- peso corporal cuando se administra por vía oral a ratas albinas que pesan entre 200 y 300 g cada una.
2. Una sustancia química que tiene una dosis letal media [LD(50)] de más de 200 mg por kilogramo, pero no más de 1000 mg por kilogramo de peso corporal cuando se administra por contacto continuo durante 24 horas (o menos si la muerte ocurre dentro de 24 h) con la piel desnuda de conejos albinos de entre 2 y 3 kg cada uno.
  3. Una sustancia química que tiene una concentración letal media [LC (50)] en el aire de más de 200 partes por millón pero no más de 2000 partes por millón por volumen de gas o vapor, o más de 2 mg por litro pero no más de 20 mg por litro de niebla, humo o polvo, cuando se administra por inhalación continua durante 1 hora (o menos si la muerte ocurre dentro de 1 hora) a ratas albinas que pesan entre 200 y 300 g cada una.

#### C1.7 PRUEBAS DE CARGA

En esta norma no se ha dado ningún método específico de prueba para la construcción completa porque puede resultar aconsejable variar el procedimiento de acuerdo con las condiciones. Algunos códigos requieren que la construcción sostenga una carga superpuesta igual a un múltiplo establecido de la carga de diseño sin evidencia de daños graves. Otros especifican que la carga superpuesta debe ser igual a un múltiplo establecido de la carga viva más una parte de la carga muerta. Los límites se establecen en la deflexión máxima bajo carga y después retiro de la carga. La recuperación de al menos tres cuartas partes de la deflexión máxima, dentro de las 24 horas posteriores a la eliminación de la carga, es un requisito común (ACI 2014).

#### REFERENCIAS

- Asociación de Aluminio. (2015). "Especificación para estructuras de aluminio." Arlington, VA.
- Instituto Americano del Concreto (ACI). (2014). "Requisitos del código de construcción para hormigón estructural y comentarios". Norma ACI 318, Detroit.
- Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC). (2016). "Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural." AISC 341, Chicago.
- AISC. (2016). "Conexiones precalificadas para marcos resistentes a momento de aceros especiales e intermedios para aplicaciones sísmicas". AISC 358, Chicago.
- AISC. (2016). "Especificación para edificios de acero estructural". AISC 360, chicago
- Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI). (2016). "Especificación norteamericana para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío". AISI S100, Washington, DC.
- ASCE. (1997). Diseño de edificios resistentes a explosiones en instalaciones petroquímicas, Nueva York.
- ASCE. (1999). Diseño estructural para la seguridad física: Estado de la práctica, Reston, VA.
- ASCE. (2002). "Especificación para el diseño de acero inoxidable conformado en frío miembros estructurales." SEI/ASCE 8-02, Reston, VA.
- ASCE. (2014). "Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes". ASCE 41-13, Reston, VA.
- Consejo Americano de la Madera (AWC). (2015). "Especificación de diseño nacional para la construcción en madera". NDS-2015, Leesburg, VA.
- AWC. (2015). "Disposiciones especiales de diseño para viento y sísmica". SDPWS 2015, Leesburg, VA.
- Breen, JE, ed. (1976). Colapso progresivo de estructuras de edificios (informe resumido de un taller realizado en la Universidad de Texas en Austin, octubre de 1975), Departamento de Vivienda y Desarrollo Urbano de los Estados Unidos. Informe PDR-182, Washington, DC.
- Burnett, EFP (1975). La evitación del colapso progresivo: Aproximaciones regulatorias al problema. Departamento de Comercio de EE. UU., Oficina Nacional de Normas, Washington, DC, NBS GCR 75-48 (disponible en el Servicio Nacional de Información Técnica, Springfield, VA), octubre.
- Ellingwood, B., Galambos, TV, MacGregor, JG y Cornell, CA (1980). "Desarrollo de un criterio de carga basado en probabilidad para American
- Estándar Nacional A58." Oficina Nacional de Normas, Publicación Especial No. 577, Washington, DC.
- Ellingwood, BR y Leyendecker, EV (1978). "Enfoques para el diseño contra el colapso progresivo". J. Estructura. división 104(3), 413–423.
- Ellingwood, B., MacGregor, JG, Galambos, TV y Cornell, CA (mil novecientos ochenta y dos). "Criterios de carga basados en la probabilidad: factores de carga y combinaciones de carga". J. Estructura. división 108(5), 978–997.
- Agencia de Protección Ambiental (EPA). (1999a). "Disposiciones para la prevención de accidentes químicos". 40 CFR Parte 68, Washington, DC, julio.
- EPA. (1999b). "Planificación y notificación de emergencia: la lista de sustancias extremadamente peligrosas y sus cantidades límite de planificación". 40 CFR Parte 355, Apéndice A, Agencia de Protección Ambiental, Washington, DC, julio.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (1997). NEHRP recomendó provisiones para regulaciones sísmicas para edificios nuevos y otras estructuras, Washington, DC, Informe No. 302/febrero de 1998, Parte 1– Disposiciones.
- FEMA. (2009). "Cuantificación de los factores de comportamiento sísmico de la construcción". FEMA P-695, Washington, DC.
- Fintel, M. y Annamalai, G. (1979). "Filosofía de integridad estructural de estructuras de mampostería de hormigón de carga de varios pisos". Concreto Interno. 1(5), 27–35.
- Fintel, M. y Schultz, DM (1979). "Integridad estructural de paneles grandes edificios." Mermelada. Inst. Concreto 76(5), 583–622.
- Galambos, TV, Ellingwood, B., MacGregor, JG y Cornell, CA (mil novecientos ochenta y dos). "Criterios de carga basados en la probabilidad: evaluación de la práctica de diseño actual". J. Estructura. Div., 108(5), 959–977.
- Glover, Nueva Jersey (1996). El bombardeo de la ciudad de Oklahoma: mejora del rendimiento de los edificios a través de la mitigación de riesgos múltiples, ASCE/Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, Informe 277 de FEMA, Washington, DC.
- Granstrom, S. y Carlsson, M. (1974). "Byggforsknigen T3: Byggnaders beteende vid överpaverkningar (El comportamiento de los edificios con cargas excesivas)". Instituto Sueco de Investigación de la Construcción, Estocolmo, Suecia.
- Consejo Internacional de Códigos (ICC). (2000). Código internacional de construcción.
- Cuadros 307.7(1) y 307.7(2), Falls Church, VA.
- CPI. (2009). Código internacional de construcción. "Tabla 1604.5 Clasificación de edificios y otras estructuras por factores de importancia", Falls Church, VA.
- Organización Internacional de Normalización (ISO). (1998). "Principios generales de confiabilidad para estructuras". ISO 2394, [www.iso.org](http://www.iso.org). Ginebra, Suiza.
- Krawinkler, H., Parisi, F., Ibarra, L., Ayoub, A. y Medina, R. (2002). Desarrollo de un protocolo de prueba para estructuras de estructura de madera, Consorcio de Universidades para la Investigación en Ingeniería Sísmica, Richmond, CA.
- Leyendecker, EV, Breen, JE, Somes, NF y Swatta, M. (1976). Carga anormal en edificios y colapso progresivo: una bibliografía comentada, Departamento de Comercio de EE. UU., Oficina Nacional de Normas. NBS NBS 67. Washington, DC.
- Longinow, A. (1995). "La amenaza del terrorismo: ¿Se pueden proteger los edificios?" edificio oper. Mgmt., 46–53, julio.
- Mehta, KC, Kriebel, DL, White, GJ y Smith, DA (1998). Una investigación de factores de carga para inundaciones y vientos e inundaciones combinados, Informe preparado para la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, Washington, DC.
- Código Nacional de Construcción de Canadá (NBCC). (2010). Código Nacional de Construcción de Canadá, Comisión Canadiense de Códigos de Construcción e Incendios, M-23A, Consejo Nacional de Investigación, Ottawa.
- Asociación Nacional de Protección contra Incendios (NFPA). (2006). Código de seguridad y construcción de edificios, NFPA 5000, Tabla 35.3.1, "Categoría de ocupación de edificios y otras estructuras para viento, nieve y terremotos", Quincy, MA.
- Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST). (2012). Marco tentativo para el desarrollo de criterios avanzados de diseño sísmico para nuevos edificios". GCR 12-917-20. Washington DC.
- Centro de Investigación de Ingeniería de Terremotos del Pacífico, Universidad de California (2010). Iniciativa de edificios altos, lineamientos para el diseño sísmico basado en el desempeño de edificios altos, Versión 1.0, Informe No. 210/05, Berkeley, CA.
- Comité PCI de Muros de Carga Prefabricados. (1976). "Consideraciones para el diseño de edificios de muros de carga prefabricados para soportar cargas anormales". J. Pretensado Concrete Inst., 21(2), 46–69.
- Schultz, DM, Burnett, EFP y Fintel, M. (1977). Un enfoque de diseño para la integridad estructural general, diseño y construcción de estructuras de hormigón de paneles grandes, Departamento de Vivienda y Desarrollo Urbano de EE. UU., Washington, DC.
- Seltz-Petrasch, AE (1979). "El techo de invierno se derrumba: mala suerte o mal diseño". civ. Ing. 49(12), 42–45.

Weidlinger, P. (1994). "Estructuras civiles: tomando la defensiva". *civ. Ing.* 64(11), 48–50.

de acuerdo con el programa nacional de seguro contra inundaciones, Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, Dirección de Mitigación, Boletín Técnico 7-93, Washington, DC.

## OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

ES 1990. (2002). Eurocódigo—Bases de diseño estructural, CEN 2002. Europeo Comité de Normalización (CEN) <http://www.cen.eu>.

Registro de noticias de ingeniería (ENR). (1995). "Los fotogramas de momento evitan el progreso colapso masivo", 1 de mayo de 13.

Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (1993). Requisitos de impermeabilización en húmedo para estructuras ubicadas en áreas especiales de riesgo de inundación AS-5104, Sidney.

Mc Manamy, R. (1995). "La explosión de Oklahoma obliga a inquietantes cuestiones de diseño". *Engineering News-Record* 234(17), 9.

Administración de Seguridad y Salud Ocupacional (OSHA). (2000).

Normas para la industria general, Departamento de Trabajo de EE. UU., Administración de Salud y Seguridad Ocupacional, 29 CFR (Código de Regulaciones Federales) Parte 1900 con enmiendas del 1 de febrero de 2000, Washington, DC.

Normas de Australia. (2005). "Principios generales de confiabilidad para estructuras". AS-5104, Sidney.

## CAPÍTULO C2

### COMBINACIONES DE CARGAS

#### C2.1 GENERALIDADES

Las cargas en esta norma están destinadas a usarse con especificaciones de diseño para materiales estructurales convencionales, incluidos acero, concreto, mampostería y madera. Algunas de estas especificaciones se basan en el diseño de tensión admisible, mientras que otras utilizan el diseño de resistencia (o estados límite). En el caso del diseño de esfuerzos permisibles, las especificaciones de diseño definen los esfuerzos permisibles que no pueden ser excedidos por efectos de carga causados por cargas no mayoradas, es decir, los esfuerzos permisibles contienen un factor de seguridad. En el diseño de resistencia, las especificaciones de diseño proporcionan factores de carga y, en algunos casos, factores de resistencia. Los factores de carga que se dan aquí se desarrollaron utilizando un análisis probabilístico de primer orden y un estudio amplio de las confiabilidades inherentes a la práctica del diseño contemporáneo ([Ellingwood et al. 1982; Galambos et al. 1982](#)). Se pretende que estos factores de carga sean utilizados por todas las especificaciones de diseño basadas en materiales que adopten una filosofía de diseño de resistencia junto con las resistencias nominales y los factores de resistencia desarrollados por grupos individuales de redacción de especificaciones de materiales.

[Ellingwood et al. \(1982\)](#) también brindan pautas para los grupos de redacción de especificaciones de materiales para ayudarlos a desarrollar factores de resistencia que sean compatibles, en términos de confiabilidad inherente, con factores de carga e información estadística específica para cada material estructural.

El requisito de utilizar el diseño de tensión admisible (ASD) o el diseño de factor de carga y resistencia (LRFD) se remonta a la introducción de combinaciones de carga para el diseño de resistencia (LRFD) en la edición de 1982 de la norma. Una mezcla indiscriminada de

Los métodos LRFD y ASD pueden conducir a un rendimiento impredecible del sistema estructural porque los análisis de confiabilidad y las calibraciones de código que conducen a las combinaciones de carga LRFD se basaron en los estados límite del miembro en lugar del sistema. Los profesionales de diseño registrados a menudo diseñan (o especifican) acero conformado en frío y viguetas de acero de alma abierta usando ASD y, al mismo tiempo, diseñan el acero estructural en el resto del edificio u otra estructura usando LRFD. Los cimientos también se diseñan comúnmente usando ASD, aunque el diseño de resistencia se usa para el resto de la estructura. El uso de diferentes estándares de diseño para este tipo de elementos no ha demostrado ser un problema. Este requisito tiene por objeto permitir la práctica actual de la industria y, al mismo tiempo, no permitir que se mezclen indiscriminadamente LRFD y ASD en el diseño de un marco estructural.

#### C2.2 SÍMBOLOS

Las fuerzas y efectos de autoesfuerzo pueden ser causados por asentamientos diferenciales de cimientos, fluencia, contracción o expansión en miembros de concreto después de la colocación y efectos similares que dependen del material de construcción y las condiciones de restricción, y cambios en la temperatura de los miembros causados por condiciones ambientales, o actividades operativas durante la vida útil del

estructura. Consulte la Sección C1.3.3 para ver ejemplos de cuándo se pueden desarrollar fuerzas y efectos de autoesfuerzo.

#### C2.3 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE RESISTENCIA

**C2.3.1 Combinaciones Básicas.** Las cargas no factorizadas que se utilizarán con estos factores de carga son las cargas nominales de esta norma. Los factores de carga son de Ellingwood et al. ([1982](#)), con la excepción del factor de carga de 1.0 para E, basado en la investigación NEHRP más reciente sobre diseño resistente a los sismos ([FEMA 2004](#)), y para W, basado en los mapas de velocidad del viento en períodos de retorno más largos para cada Riesgo Categoría. La idea básica del análisis de combinación de cargas es que, además de la carga muerta, que se considera permanente, una de las cargas principales (anteriormente denominadas cargas variables primarias) asume su valor máximo de vida útil mientras que las otras cargas asumen "cargas arbitrarias". valores puntuales", estos últimos son cargas que se medirían en cualquier instante de tiempo ([Turkstra y Madsen 1980](#)). Esto es coherente con la forma en que las cargas se combinan realmente en situaciones en las que se pueden aproximar a estados límite de resistencia. Sin embargo, las cargas nominales en este estándar exceden sustancialmente los valores arbitrarios de un punto en el tiempo. Para evitar tener que especificar tanto un valor máximo como un punto en el tiempo arbitrario para cada tipo de carga, algunos de los factores de carga especificados son menores que la unidad en las combinaciones 2 a 5. Los factores de carga en la Sección 2.3.1 se basan en una encuesta de las confiabilidades inherentes a la práctica de diseño existente ([Ellingwood et al. 1982; Galambos et al. 1982](#)).

En el diseño donde se permite el análisis de primer orden, la superposición de cargas mayoradas se puede realizar antes o después del análisis. Sin embargo, cuando se usa un análisis de segundo orden, que considera los efectos de la deformación estructural en las fuerzas de los miembros, para diseñar miembros y conexiones, los factores de carga deben aplicarse antes del análisis. El análisis de segundo orden se puede lograr usando un programa de computadora con esta capacidad para efectos de estructura y efectos de miembros o amplificando los resultados de un análisis de primer orden mediante el uso de coeficientes que amplifican los momentos de primer orden para los efectos de las deformaciones de miembros. o desplazamientos articulares. Dado que los efectos de segundo orden no son lineales, los análisis de segundo orden deben realizarse bajo combinaciones de carga factorizadas (diseño de resistencia) o combinaciones de carga amplificadas por el factor de seguridad (diseño de tensión admisible). Los efectos de segundo orden en este contexto son los efectos de las cargas que actúan sobre la configuración deformada de una estructura e incluyen efectos P- $\ddot{\gamma}$  y efectos P- $\ddot{\gamma}$ .

Tenga en cuenta que cada una de las cargas principales, incluida la carga muerta, es una variable aleatoria. El grado de variabilidad en cada carga se refleja en el factor de carga asociado para la carga principal; los otros factores de carga proporcionan los valores complementarios.

Las cargas principales en las combinaciones de carga se identifican en la Tabla C2.3-1. El factor de carga de las cargas de viento en combinaciones

Tabla C2.3-1 Cargas principales para combinaciones de carga de diseño por resistencia

Combinación de carga	Carga Principal
1 1.4D 2	D
1.2D þ 1.6L þ 0.5ðLr o S o Rp 3 1.2D þ	L
1.6ðLr o S o Rp þ 1.0L o 0.5Wþ 4 1.2D þ 1.0W þ 1.0L þ 0.5ðLr o S o Rp 5 0.9D þ 1.0W 6 1.2D þ Ev þ Eh þ L þ 0.2S 7 0.9D þ Ev þ Eh	Lr o S o R
	W
	W
	mi
	mi

4 y 5 de la Sección 2.3.1 y sobre cargas sísmicas en las combinaciones 6 y 7 de la Sección 2.3.6 se cambiaron a 1.0 en ediciones anteriores de ASCE 7 cuando los mapas para la velocidad del viento de diseño y la aceleración sísmica de diseño se modificaron para soportar un riesgo- metodología de diseño consistente, como se describe en los Capítulos 21 y 26.

La excepción 2 permite que la carga complementaria S que aparece en las combinaciones 2 y 4 sea la carga de nieve equilibrada definida en

Apartados 7.3 para cubiertas planas y 7.4 para cubiertas inclinadas. Las cargas de nieve a la deriva y desequilibradas, como cargas principales, están cubiertas por la combinación 3.

Las combinaciones de carga 5 y 7 se aplican específicamente al caso en el que las acciones estructurales debidas a fuerzas laterales y las cargas de gravedad se contrarrestan entre sí.

Los requisitos de combinación de carga en la Sección 2.3 se aplican solo a los estados límite de resistencia. Los estados límite de servicio y los factores de carga asociados se tratan en el Apéndice C de esta norma.

Históricamente, esta norma ha proporcionado procedimientos específicos para determinar las magnitudes de las cargas muertas, de ocupación viva, de viento, de nieve y sísmicas. Otras cargas no consideradas tradicionalmente por esta norma también pueden requerir consideración en el diseño. Algunas de estas cargas pueden ser importantes en ciertas especificaciones de materiales y se incluyen en los criterios de carga para permitir que se logre la uniformidad en los criterios de carga para diferentes materiales. Sin embargo, los datos estadísticos sobre estas cargas son limitados o inexistentes, y los mismos procedimientos utilizados para obtener factores de carga y combinaciones de carga en la Sección 2.3.1 no se pueden aplicar en este momento.

En consecuencia, los factores de carga para la carga de fluido (F) y la presión lateral causada por el suelo y el agua en el suelo (H) se han elegido para producir diseños que serían similares a los obtenidos con las especificaciones existentes, si se realizan los ajustes correspondientes de acuerdo con las combinaciones de carga en la Sección 2.3.1 se hicieron a la resistencia

factores Se necesita más investigación para desarrollar factores de carga más precisos.

La carga de fluido, F, define acciones estructurales en soportes estructurales, marcos o cimientos de un tanque de almacenamiento, recipiente o contenedor similar causados por productos líquidos almacenados. El producto en un tanque de almacenamiento comparte características de cargas muertas y vivas. Es similar a una carga muerta en que su peso tiene un valor máximo calculado y la magnitud de la carga real puede tener una dispersión relativamente pequeña. Sin embargo, no es permanente: el vaciado y el llenado provocan fuerzas fluctuantes en la estructura, la carga máxima puede excederse por sobrelleñado y las densidades de los productos almacenados en un tanque específico pueden variar.

Las incertidumbres en las fuerzas laterales de los materiales a granel, incluidos en H, son más altas que las de los fluidos, particularmente cuando se introducen efectos dinámicos cuando el material a granel se pone en movimiento por las operaciones de llenado o vaciado. En consecuencia, el factor de carga para dichas cargas se establece igual a 1.6.

Donde H actúa como una resistencia, se sugiere un factor de 0,9 si la resistencia pasiva se calcula con un sesgo conservador.

La intención es que la resistencia del suelo se calcule para un límite de deformación apropiado para la estructura que se está diseñando, no para la resistencia pasiva última. Por lo tanto, una presión lateral en reposo, tal como se define en la literatura técnica, sería lo suficientemente conservadora.

Son posibles resistencias más altas que la presión lateral en reposo, dadas las condiciones apropiadas del suelo. La resistencia totalmente pasiva probablemente nunca sería apropiada porque las deformaciones necesarias en el suelo probablemente serían tan grandes que la estructura se vería comprometida. Además, existe una gran incertidumbre en el valor nominal de la resistencia pasiva, lo que también abogaría por un factor más bajo en H si no se incluyera un sesgo conservador.

C2.3.2 Combinaciones de carga, incluida la carga de inundación. La carga de inundación nominal, Fa, se basa en la inundación de 100 años (Sección 5.1). El factor de carga de inundación recomendado de 2.0 en las Zonas V y las Zonas A costeras se basa en un análisis estadístico de las cargas de inundación asociadas con las presiones hidrostáticas, las presiones causadas por el flujo constante sobre la tierra y las presiones hidrodinámicas causadas por las olas, como se especifica en la Sección 5.4.

Los criterios de carga de inundación se derivaron de un análisis de las mareas de tormenta generadas por huracanes a lo largo de las costas este y del Golfo de los Estados Unidos (Mehta et al. 1998), donde la marea de tormenta se define como el nivel del agua por encima del nivel medio del mar como resultado de las mareas de tormenta generadas por el viento, marejadas ciclónicas añadidas a mareas astronómicas en fases aleatorias. Se simularon velocidades de viento huracanado y mareas de tormenta en 11 sitios costeros basados en clima histórico de tormentas y en modelos aceptados de velocidad del viento y marejada ciclónica. Los datos resultantes de la velocidad del viento y las mareas tormentosas se usaron para definir las distribuciones de probabilidad de las cargas de viento y las cargas de inundación utilizando las ecuaciones de carga de viento e inundación especificadas en las Secciones 5.3 y 5.4. Los factores de carga para estas cargas se obtuvieron luego utilizando métodos de confiabilidad establecidos (Ellingwood et al. 1982; Galambos et al. 1982) y lograron aproximadamente el mismo nivel de confiabilidad que las combinaciones que involucran cargas de viento que actúan sin inundaciones. El factor de carga de inundación relativamente alto se deriva de la alta variabilidad de las inundaciones en relación con otras cargas ambientales. La presencia de 2.0Fa en ambas combinaciones (4) y (6) en Zonas V y Zonas costeras A es el resultado de una alta dependencia estocástica entre vientos extremos e inundaciones en zonas costeras propensas a huracanes. El 2.0Fa también se aplica en áreas costeras sujetas a tormentas del noreste, extratropicales o tormentas costeras que no sean huracanes, donde existe una alta correlación entre vientos extremos e inundaciones.

Las cargas de inundación son únicas en el sentido de que se inicien solo después de que el nivel del agua supera la elevación del suelo local. Como resultado, las características estadísticas de las cargas de inundación varían con la elevación del suelo. El factor de carga 2.0 se basa en cálculos (que incluyen fuerzas hidrostáticas, de flujo constante y de las olas) con profundidades de inundación de agua tranquila que oscilan entre aproximadamente 4 y 9 pies (1,2 a 2,7 m) (profundidad promedio de inundación de agua tranquila de aproximadamente 6 pies (1,8 m)) y se aplica a una amplia variedad de condiciones de inundación. Para profundidades de inundación menores, los factores de carga superan 2,0 debido a la amplia dispersión de las cargas de inundación en relación con la carga de inundación nominal. Como ejemplo, los factores de carga apropiados para profundidades de agua ligeramente inferiores a 1,2 m (4 pies) equivalen a 2,8 (Mehta et al. 1998). Sin embargo, en tales circunstancias, la carga de inundación generalmente es pequeña. Por lo tanto, el factor de carga 2.0 se basa en el reconocimiento de que las cargas de inundación de mayor importancia para el diseño estructural ocurren en situaciones donde la profundidad de la inundación es mayor.

C2.3.3 Combinaciones de carga, incluidas las cargas de hielo atmosférico. Las combinaciones de carga 2, 4 y 5 en la Sección 2.3.3 y las combinaciones de carga 2, 3 y 7 en la Sección 2.4.3 incluyen los efectos simultáneos de las cargas de nieve como se define en el Capítulo 7 y las cargas de hielo atmosférico como se define en el Capítulo 10. Carga combinaciones 2 y 3 en las Secciones 2.3.3 y 2.4.3 introducen

el efecto simultáneo del viento sobre el hielo atmosférico. La carga de hielo,  $Di$ , y la carga de viento sobre el hielo atmosférico,  $Wi$ , en combinación corresponden a un evento con un intervalo de recurrencia medio (MRI) de aproximadamente 500 años. En consecuencia, los factores de carga de  $Wi$  y  $Di$  se fijan en 1,0 y 0,7 en las Secciones 2.3.3 y 2.4.3, respectivamente. El factor de carga de 0,7 en  $Wi$  y  $Di$  en la Sección 2.4.3 alinea el diseño de tensión permisible para tener confiabilidad para cargas de hielo atmosférico consistentes con la definición de cargas de viento y hielo en el Capítulo 10 de esta norma, que se basa en principios de resistencia. Las cargas de nieve definidas en el Capítulo 7 se basan en mediciones de precipitación helada acumulada en el suelo, que incluye nieve, hielo causado por lluvia helada y lluvia que cae sobre la nieve y luego se congela. Por lo tanto, los efectos de la lluvia helada se incluyen en las cargas de nieve para techos, pasarelas y otras superficies a las que normalmente se aplican cargas de nieve. Las cargas de hielo atmosférico definidas en el Capítulo 10 se aplican simultáneamente a aquellas partes de la estructura en las que se acumula hielo causado por la lluvia helada, la formación de hielo en las nubes o la nieve que no están sujetas a las cargas de nieve del Capítulo 7. Una torre de celosía instalada en la el techo de un edificio es un ejemplo. Las cargas de nieve del Capítulo 7 se aplicarían al techo con las cargas de hielo atmosférico del Capítulo 10 aplicadas a la torre de celosía. Son aplicables la combinación de carga 2 de la Sección 2.3.3 ( $1,2D + L + Di + Wi + 0,5S$ ) o la combinación de carga 2 de la Sección 2.4.3 ( $D + 0,7Di + 0,7Wi + S$ ). Si una torre con vigas de madera tiene plataformas de trabajo, las cargas de nieve se aplicarían a la superficie de las plataformas, de forma similar a un techo, con las cargas de hielo atmosférico aplicadas a la torre. La combinación de carga 2 de la Sección 2.3.3 se reduciría a  $1.2D + Di$  para los casos en los que la carga viva, la carga de viento sobre hielo y la carga de nieve son cero. La combinación de carga 2 de la Sección 2.4.3 se reduciría de manera similar a  $D + 0,7Di$ . Si se monta un letrero en un techo, las cargas de nieve se aplicarían al techo y las cargas de hielo atmosférico al letrero.

#### C2.3.4 Combinaciones de carga que incluyen fuerzas y efectos de autoesfuerzo.

Las fuerzas y los efectos de autoesfuerzo deben calcularse sobre la base de una evaluación realista de los valores más probables en lugar de los valores límite superiores de las variables. El valor más probable es el valor que se puede esperar en cualquier momento arbitrario.

Cuando las fuerzas y efectos de autoesfuerzo se combinan con cargas muertas como acción principal, se puede usar un factor de carga de 1,2. Sin embargo, cuando se considera más de una carga variable y las fuerzas y efectos de autoesfuerzo se consideran como una carga complementaria, el factor de carga puede reducirse si es poco probable que las cargas principal y complementaria alcancen sus valores máximos al mismo tiempo. El factor de carga aplicado a T no debe tomarse como inferior a un valor de 1,0.

Si solo se dispone de datos limitados para definir la magnitud y la distribución de frecuencias de las fuerzas y efectos de autoesfuerzo, entonces su valor debe estimarse de forma conservadora. La estimación de la incertidumbre en las fuerzas y efectos de autoesfuerzo puede complicarse por la variación de la rigidez del material del miembro o estructura bajo consideración.

Al verificar la capacidad de una estructura o elemento estructural para soportar los efectos de las fuerzas y efectos de autoesfuerzo, se deben considerar las siguientes combinaciones de carga.

Al usar el diseño de resistencia:

1.2D þ 1.2T þ 0.5L

1.2D þ 1.6L þ 1.0T

Estas combinaciones no incluyen todo, y el juicio es necesario en algunas situaciones. Por ejemplo, donde las cargas vivas del techo o las cargas de nieve son significativas y posiblemente podrían ocurrir

simultáneamente con las fuerzas y efectos de autoesfuerzo, debe incluirse su efecto. El diseño debe basarse en la combinación de carga que causa el efecto más desfavorable.

### C2.3.5 Combinaciones de carga para cargas no especificadas

Los ingenieros pueden desechar desarrollar criterios de carga para el diseño de resistencia que sean consistentes con los requisitos de esta norma en algunas situaciones donde la norma no proporciona información sobre cargas o combinaciones de carga. También pueden considerar criterios de carga para situaciones especiales, según lo requiera el cliente en aplicaciones de ingeniería basada en el desempeño (PBE) de acuerdo con la Sección 1.3.1.3.

Los grupos responsables de los criterios de diseño de resistencia para el diseño de sistemas y elementos estructurales pueden desear desarrollar factores de resistencia que sean consistentes con el estándar. Tales criterios de carga

debe desarrollarse utilizando un procedimiento estandarizado para garantizar que las cargas de diseño mayoradas resultantes y las combinaciones de carga conduzcan a confiabilidades objetivo (o niveles de rendimiento) que puedan compararse con los criterios de carga comunes de la Sección 2.3.1.

La Sección 2.3.5 permite que se desarrollen combinaciones de carga para el diseño por resistencia a través de un método estandarizado que es consistente con la metodología utilizada para desarrollar las combinaciones básicas que aparecen en la Sección 2.3.1.

Los requisitos de combinación de carga en la Sección 2.3.1 y los criterios de

resistencia para acero estructural en AISC 360 (2016), para acero conformado en frío en AISI S100 (2016), para hormigón estructural en ACI 318 (2014), para aluminio estructural en la Especificación para estructuras de aluminio (Aluminum Association 2015), para construcción de madera de ingeniería en AWC NDS-2015 National Design Specification for Wood Construction (2015), y para mampostería en TMS 402-16, Requisitos y especificaciones del código de construcción para estructuras de mampostería y comentarios complementarios (2016), se basan en conceptos modernos de la teoría de la confiabilidad estructural. En el diseño de estados límite basado en probabilidad (PBLSD), la confiabilidad se mide mediante un índice de confiabilidad,  $\beta$ , que está relacionado (aproximadamente) con la probabilidad del estado límite por  $P_f = \exp(-\beta)$ . El enfoque adoptado en

PBLSD iba a

1. Determinar un conjunto de objetivos o puntos de referencia de confiabilidad, expresados en términos de  $\beta$ , para un espectro de diseños de miembros estructurales tradicionales que incluyen acero, concreto reforzado, madera de ingeniería y mampostería. Las situaciones de carga de gravedad se enfatizaron en este ejercicio de calibración, pero también se consideraron las cargas de viento y terremoto. Un grupo de expertos de especificaciones de materiales participó en la evaluación de los resultados de esta calibración y la selección de las confiabilidades objetivo. Los puntos de referencia de confiabilidad así identificados no son los mismos para todos los estados límite; si el modo de falla es relativamente dúctil y las consecuencias no son serias,  $\beta$  tiende a estar en el rango de 2.5 a 3.0, mientras que si el modo de falla es frágil y las consecuencias son severas,  $\beta$  es 4.0 o más.
  2. Determinar un conjunto de factores de carga y resistencia que mejor cumple con los objetivos de confiabilidad identificados en (1) en un sentido general, considerando el alcance de las estructuras que pueden ser diseñadas por este estándar y las especificaciones de materiales y códigos que lo referencian.

Los requisitos de combinación de carga que aparecen en la Sección 2.3.1 utilizaron este enfoque. Se basan en un formato de "acción principal-acción complementaria", en el que una carga se toma en su valor máximo mientras que otras cargas se toman en sus valores puntuales. Con base en el análisis integral de confiabilidad realizado para respaldar su desarrollo, se encontró que estos factores de carga se aproximan bien por

$\exists Q = \exists Q = Q \in P \exists 1 \in Q \forall Q \in VQ \in P$

(C2.3-1)

donde  $\bar{y}Q$  es la carga media,  $Q_n$  es la carga nominal de otros capítulos de esta norma,  $VQ$  es el coeficiente de variación de la carga,  $\bar{y}$  es el índice de confiabilidad y  $\delta Q$  es un coeficiente de sensibilidad que es aproximadamente igual a 0.8 cuando  $Q$  es una acción principal y 0.4 cuando  $Q$  es una acción acompañante. Esta aproximación es válida para una amplia gama de distribuciones de probabilidad comunes utilizadas para modelar cargas estructurales. El factor de carga es una función creciente del sesgo en la estimación de la carga nominal, la variabilidad en la carga y el índice de confiabilidad objetivo, como dicta el sentido común.

Como ejemplo, los factores de carga en la combinación 2 de la Sección 2.3.1 se basan en lograr un  $\bar{y}$  de aproximadamente 3.0 para un estado límite dúctil con consecuencias moderadas (p. ej., formación de la primera rótula plástica en una viga de acero). Para carga viva actuando como acción principal,  $\bar{y}Q=Q_n=1.0$  y  $VQ=0.25$ ; para carga viva actuando como acción acompañante,  $\bar{y}Q=Q_n \approx 0.3$  y  $VQ \approx 0.6$ .

Sustituyendo estas estadísticas en la ecuación. ([C2.3-1](#)),  $\bar{y}Q = 1.0/\sqrt{1 + 0.8^2(0.25)^2} = 1.6$  (acción principal) y  $\bar{y}Q = 0.3/\sqrt{1 + 0.4^2(0.6)^2} = 0.52$  (acción complementaria). La norma ASCE 7-05 ([2005](#)) estipula 1.60 y 0.50 para estos factores de carga viva en las combinaciones 2 y 3. Si un ingeniero quisiera diseñar para una probabilidad de estado límite que es menor que el caso estándar por un factor de aproximadamente 10,  $\bar{y}$  sería aumentaría a aproximadamente 3.7, y el factor de carga viva principal aumentaría a aproximadamente 1.74.

De manera similar, los factores de resistencia que son consistentes con los factores de carga antes mencionados se aproximan bien para la mayoría de los materiales por

$$\bar{y} = \delta R = R_n \exp\left(\frac{1}{2}\bar{y}R\right) VR \quad (\text{C2.3-2})$$

donde  $\bar{y}R$  = resistencia media,  $R_n$  = resistencia especificada por el código,  $VR$  = coeficiente de variación de la resistencia y  $\delta R$  = coeficiente de sensibilidad, igual aproximadamente a 0.7. Para el estado límite de fluencia en un elemento de tensión de acero ASTM A992 ([2011](#)) con una resistencia a la fluencia especificada de 50 ksi (345 MPa),  $\bar{y}R=R_n=1.06$  (bajo una tasa de carga estática) y  $VR=0.09$ , ecuación ([C2.3-2](#)) entonces produce  $\bar{y}=1.06 \exp\left(\frac{1}{2}\bar{y}R\right) \sqrt{0.7^2(0.09)^2} = 0.88$ . El factor de resistencia para ceder en tensión en la Sección D de la Especificación AISC ([2010](#)) es 0.9. Si un objetivo de rendimiento diferente requiriera que la probabilidad del estado límite objetivo se redujera en un factor de 10, entonces  $\bar{y}$  disminuiría a 0.84, una reducción de alrededor del 7%.

Se recomienda a los ingenieros que deseen calcular factores de resistencia alternativos para productos de madera de ingeniería y otros componentes estructurales en los que los efectos de la duración de la carga puedan ser significativos que revisen los materiales de referencia proporcionados por sus asociaciones profesionales antes de utilizar la ecuación. ([C2.3-2](#)).

Hay dos cuestiones clave que deben abordarse para utilizar las Ecs. ([C2.3-1](#)) y ([C2.3-2](#)): selección del índice de confiabilidad,  $\bar{y}$ , y determinación de los estadísticos de carga y resistencia.

El índice de confiabilidad controla el nivel de seguridad y su selección debe depender del modo y las consecuencias de la falla. Las cargas y los factores de carga en este estándar no tienen en cuenta explícitamente los índices de confiabilidad más altos que normalmente se desean para los mecanismos de falla frágiles o las consecuencias más graves de la falla. Los estándares comunes para el diseño de materiales estructurales a menudo tienen en cuenta tales diferencias en sus factores de resistencia (por ejemplo, el diseño de conexiones bajo AISC o el diseño de columnas bajo ACI). Las tablas 1.3-1 y 1.3-2 proporcionan pautas generales para seleccionar confiabilidades objetivo consistentes con los extensos estudios de calibración realizados anteriormente para desarrollar los requisitos de carga en la Sección 2.3.1 y los factores de resistencia en los estándares de diseño para materiales estructurales. Los índices de confiabilidad en esos estudios anteriores se determinaron para miembros estructurales basados en un

periodo de servicio de 50 años. Las confiabilidades del sistema son más altas en un grado que depende de la ductilidad y la redundancia estructural. Las probabilidades representan, en orden de magnitud, las tasas de fallas anuales de miembros asociadas para aquellos que encontrarían esto información útil para seleccionar un objetivo de confiabilidad.

Los requisitos de carga en las Secciones 2.3.1-2.3.3 están respaldados por extensas bases de datos estadísticas revisadas por pares, y los valores de la media y el coeficiente de variación,  $\bar{y}Q=Q_n$  y  $VQ$ , están bien establecidos. Este soporte puede no existir para otras cargas que tradicionalmente no han sido cubiertas por esta norma. Del mismo modo, las estadísticas utilizadas para determinar  $\bar{y}R=R_n$  y  $VR$  deben ser coherentes con la especificación del material subyacente. Cuando las estadísticas se basan en programas de prueba de lotes pequeños, todas las fuentes razonables de variabilidad del uso final deben incorporarse en el plan de muestreo.

El ingeniero debe documentar la base de todas las estadísticas seleccionadas en el análisis y enviar la documentación para su revisión por parte de la autoridad competente. Dichos documentos deben formar parte del registro de diseño permanente.

Se advierte al ingeniero que los criterios de carga y resistencia necesarios para lograr un objetivo de rendimiento basado en la confiabilidad se combinan mediante el término común  $\bar{y}$  en las Ecs. ([C2.3-1](#)) y ([C2.3-2](#)). Los ajustes a los factores de carga sin los correspondientes ajustes a los factores de resistencia conducirán a un cambio impredecible en el desempeño estructural y la confiabilidad.

**C2.3.6 Combinaciones Básicas con Efectos de Carga Sísmica.** El efecto de carga sísmica,  $E$ , se combina con los efectos de otras cargas. Para el diseño por resistencia, las combinaciones de carga en la Sección 2.3.6 con  $E$  incluyen los efectos de carga sísmica horizontal y vertical de las Secciones 12.4.2.1 y 12.4.2.2, respectivamente.

De manera similar, las combinaciones de carga básicas para el diseño de esfuerzos permisibles en la Sección 2.4.8 con  $E$  incluyen los mismos efectos de carga sísmica.

El efecto de la carga sísmica, incluido el factor de sobrerresistencia,  $E_m$ , se combina con otras cargas. El propósito de las combinaciones de carga con factor de sobrerresistencia es aproximar la combinación de carga sísmica máxima para el diseño de elementos críticos, incluidos sistemas discontinuos, vigas de transferencia y columnas que soportan sistemas discontinuos y colectores. El aumento de tensión permisible para combinaciones de carga con sobrerresistencia es para proporcionar compatibilidad con la práctica anterior.

## C2.4 COMBINACIONES DE CARGA PARA PERMISOS DISEÑO DE ESTRÉS

**C2.4.1 Combinaciones Básicas.** Las combinaciones de carga listadas cubren aquellas cargas para las cuales se dan valores específicos en otras partes de esta norma. El diseño debe basarse en la combinación de carga que causa el efecto más desfavorable. En algunos casos, esto puede ocurrir cuando una o más cargas no están actuando.

No se han aplicado factores de seguridad a estas cargas porque dichos factores dependen de la filosofía de diseño adoptada por la especificación del material en particular. La carga principal, o carga variable máxima, en las combinaciones de carga se identifica en la Tabla [C2.4-1](#).

No es necesario suponer que las cargas de viento y terremoto actúan simultáneamente. Sin embargo, los efectos más desfavorables de cada uno deben considerarse por separado en el diseño, cuando corresponda. En algunos casos, las fuerzas causadas por el viento pueden exceder las causadas por un terremoto y los requisitos de ductilidad pueden estar determinados por las cargas sísmicas.

Las combinaciones de carga (7) en la Sección 2.4.1 y (10) en la Sección 2.4.5 abordan la situación en la que los efectos de las fuerzas laterales o las fuerzas de elevación contrarrestan el efecto de las cargas de gravedad. Esta acción elimina una inconsistencia en el tratamiento de contrarrestar

Tabla C2.4-1. Cargas principales para combinaciones de carga de diseño de tensión admisible

Combinación de carga	Carga Principal
1 D	D
2 D þ L 3	L
D þ 0Lr o S o R þ 4 D þ	Lr o S o R
0.75L þ 0.750Lr o S o R þ 5 D þ 0.6W	L
6 D þ 0.75L þ 0.750.6W þ 0.750Lr	W
o S o R þ 7 0.6D þ 0.6W 8 D þ 0.7Ev þ 0.7Emh 9 D þ 0.525Ev þ 0.525Emh þ 0.75L þ 0.75S 10 0.6D þ 0.7Ev þ 0.7Emh	W W W mi mi mi

las cargas en el diseño de tensión admisible y el diseño de resistencia enfatiza la importancia de verificar la estabilidad. La confiabilidad de los componentes y sistemas estructurales en tal situación está determinada principalmente por la gran variabilidad en la carga desestabilizadora ([Ellingwood y Li 2009](#)), y el factor 0.6 en la carga muerta es necesario para mantener una confiabilidad comparable entre el diseño de resistencia y el diseño de tensión permisible. El efecto de carga sísmica se multiplica por 0,7 para alinear el diseño de tensión admisible para efectos sísmicos con la definición de E en la Sección 11.3 de esta norma, que se basa en principios de resistencia.

La mayoría de las cargas, aparte de las cargas muertas, varían significativamente con el tiempo. Cuando estas cargas variables se combinan con cargas muertas, su efecto combinado debería ser suficiente para reducir el riesgo de desempeño insatisfactorio a un nivel aceptablemente bajo. Sin embargo, cuando se considera más de una carga variable, es muy poco probable que todas alcancen su valor máximo al mismo tiempo ([Turkstra y Madsen 1980](#)). En consecuencia, es apropiada alguna reducción en el total de los efectos de carga combinados. Esta reducción se logra mediante el factor de combinación de carga de 0,75. El factor de 0,75 se aplica solo a las cargas variables porque las cargas muertas (o los esfuerzos causados por las cargas muertas) no varían con el tiempo.

Algunas normas de diseño de materiales que permiten un aumento de un tercio en la tensión admisible para ciertas combinaciones de carga han justificado ese aumento por este mismo concepto. Cuando ese sea el caso, el uso simultáneo del aumento de un tercio en el esfuerzo admisible y la reducción del 25% en las cargas combinadas no es seguro y es no permitido. Por el contrario, los aumentos de tensión admisibles que se basan en la duración de la carga o los efectos de la tasa de carga, que son conceptos independientes, pueden combinarse con el factor de reducción para combinar múltiples cargas variables. En tales casos, el aumento se aplica a la tensión total, es decir, la tensión resultante de la combinación de todas las cargas.

Además, ciertos estándares de diseño de materiales permiten un aumento de un tercio en el esfuerzo permisible para combinaciones de carga con una carga variable donde esa variable es la carga sísmica. Esta norma maneja el diseño de tensión admisible para cargas sísmicas de manera de dar resultados comparables a la base de diseño de resistencia para cargas sísmicas como se define en el Capítulo 12 de esta norma.

La excepción (1) permite que la carga complementaria S que aparece en las combinaciones (4) y (6) sea la carga de nieve equilibrada definida en las Secciones 7.3 para techos planos y 7.4 para techos inclinados. Las cargas de nieve a la deriva y desequilibradas, como cargas principales, están cubiertas por la combinación (3).

Cuando las fuerzas del viento actúan sobre una estructura, la acción estructural que causa el levantamiento en la interfaz estructura-cimiento es menor que la que se calcularía a partir de la fuerza lateral máxima debido al área

promediando El promedio de área de las fuerzas del viento ocurre para todas las estructuras. En el método utilizado para determinar las fuerzas del viento para estructuras cerradas, el efecto promedio del área ya se tiene en cuenta en el análisis de datos que conduce a los coeficientes de presión Cp [o (GCp)]. Sin embargo, en el diseño de tanques y otras estructuras industriales, los coeficientes de fuerza del viento, Cf , proporcionados en la norma no tienen en cuenta el promedio del área. Por esta razón, la excepción 2 permite que la interfaz del viento se reduzca en un 10% en el diseño de cimientos de estructuras que no son de edificios y en tanques autoanclados apoyados en el suelo. Por diferentes razones, ya se proporciona un enfoque similar para las acciones sísmicas en la Sección 2.4.1, Excepción 2.

La excepción 2 en la Sección 2.4.5 para muros de mampostería reforzados especiales se basa en la combinación de tres factores que producen un diseño conservador para la resistencia al vuelco bajo la combinación de carga sísmica:

1. El esfuerzo permisible básico para el acero de refuerzo es 40% de el rendimiento especificado.
2. El refuerzo mínimo requerido en la dirección vertical proporciona una protección contra la circunstancia en que las cargas muertas y sísmicas resulten en una demanda muy pequeña de refuerzo de tensión.
3. El límite máximo de refuerzo evita la falla por compresión bajo vuelco.

De estos, el esfuerzo permisible bajo en el acero de refuerzo es el más significativo. Esta excepción debe eliminarse cuando y si la norma para el diseño de estructuras de mampostería aumenta sustancialmente el esfuerzo permisible en el refuerzo de tensión.

C2.4.2 Combinaciones de carga, incluida la carga de inundación. Ver Sección [C2.3.2](#). El multiplicador de Fa alinea el diseño de tensión admisible para carga de inundación con el diseño de resistencia.

C2.4.3 Combinaciones de carga, incluidas las cargas de hielo atmosférico. Ver Sección [C2.3.3](#).

C2.4.4 Combinaciones de carga que incluyen fuerzas y efectos de autoesfuerzo. Al utilizar el diseño de tensión admisible, la determinación de cómo se deben considerar las fuerzas y los efectos de autoesfuerzo junto con otras cargas se debe basar en las consideraciones discutidas en la Sección [C2.3.4](#). Para situaciones típicas, se deben considerar las siguientes combinaciones de carga para evaluar los efectos de las fuerzas de autoesfuerzo y los efectos junto con las cargas vivas y muertas.

1.0D þ 1.0T

1.0D þ 0.750L þ Tb

Estas combinaciones no incluyen todo, y el juicio es necesario en algunas situaciones. Por ejemplo, cuando las cargas vivas del techo o las cargas de nieve son significativas y posiblemente podrían ocurrir simultáneamente con las fuerzas de autoesfuerzo, se debe incluir su efecto. El diseño debe basarse en la combinación de carga que causa el efecto más desfavorable.

## C2.5 COMBINACIONES DE CARGA PARA EVENTOS EXTRAORDINARIOS

La Sección 2.5 advierte al ingeniero estructural que ciertas circunstancias pueden requerir que las estructuras sean revisadas para detectar eventos de baja probabilidad, como incendios, explosiones e impactos de vehículos. Desde la edición de 1995 de la Norma 7 de ASCE, el Comentario C2.5 ha proporcionado un conjunto de combinaciones de carga que se derivaron utilizando un

base probabilística similar a la utilizada para desarrollar los requisitos de combinación de carga para cargas ordinarias en la Sección 2.3. En los últimos años, los acontecimientos sociales y políticos han llevado a un deseo cada vez mayor por parte de arquitectos, ingenieros estructurales, desarrolladores de proyectos y autoridades reguladoras de mejorar las prácticas de diseño y construcción de ciertos edificios para proporcionar una solidez estructural adicional y disminuir la probabilidad de desproporción. colapso potencial si ocurriera un evento anormal. Varias agencias federales, estatales y locales han adoptado políticas que exigen la construcción de nuevos edificios y estructuras con tales mejoras de solidez estructural ([GSA 2003; DOD 2009](#)).

Por lo general, la robustez se evalúa mediante la eliminación teórica de elementos estructurales de soporte de carga clave, seguida de un análisis estructural para evaluar la capacidad de la estructura para superar el daño (a menudo denominado análisis de ruta alternativa). Al mismo tiempo, los avances en ingeniería estructural para condiciones de incendio (p. ej., AISC 2010, Apéndice 4) plantean la posibilidad de que los nuevos requisitos de diseño estructural para la seguridad contra incendios complementen las disposiciones existentes que se considera que cumplen en los próximos años. Para satisfacer estas necesidades, las combinaciones de carga para eventos extraordinarios se trasladaron en ASCE 7-10 ([ASCE 2010](#)) a la Sección 2.5 de esta norma desde el Comentario C2.5, donde aparecían en ediciones anteriores.

Estas disposiciones no pretenden suplantar los enfoques tradicionales para garantizar la resistencia al fuego con base en curvas de tiempo-temperatura estandarizadas y tiempos de resistencia especificados por el código. Los tiempos de resistencia especificados por el código actual se basan en la curva de tiempo-temperatura de la norma ASTM E119 ([2014](#)) bajo la carga máxima de diseño permitida.

Los eventos extraordinarios surgen de condiciones ambientales o de servicio que tradicionalmente no se consideran explícitamente en el diseño de edificios ordinarios y otras estructuras. Dichos eventos se caracterizan por una baja probabilidad de ocurrencia y por lo general una corta duración. Pocos edificios están expuestos a tales eventos, y rara vez se dispone de datos estadísticos para describir su magnitud y efectos estructurales. Incluidos en la categoría de eventos extraordinarios estarían incendios, explosiones de líquidos volátiles o gas natural en los sistemas de servicio del edificio, sabotaje, impacto vehicular, mal uso por parte de los ocupantes del edificio, hundimiento (no asentamiento) del subsuelo y tornados. Es probable que la ocurrencia de cualquiera de estos eventos provoque daños o fallas estructurales. Si la estructura no está diseñada y detallada correctamente, esta falla local puede iniciar una reacción en cadena de fallas que se propaga a través de una parte importante de la estructura y conduce a un colapso total o parcial potencialmente catastrófico. Aunque todos los edificios son susceptibles a tales colapsos en diversos grados, la construcción que carece de continuidad y ductilidad inherentes es particularmente vulnerable ([Taylor 1975; Breen y Siess 1979; Carper y Smilowitz 2006; Nair 2006; NIST 2007](#)).

Las buenas prácticas de diseño requieren que las estructuras sean robustas y que su seguridad y desempeño no sean sensibles a las incertidumbres en las cargas, las influencias ambientales y otras situaciones no consideradas explícitamente en el diseño. El sistema estructural debe diseñarse de tal manera que si ocurre un evento extraordinario, la probabilidad de daño desproporcionado al evento original sea lo suficientemente pequeña ([Carper y Smilowitz 2006; NIST 2007](#)). La filosofía de diseñar para limitar la propagación del daño en lugar de prevenir el daño por completo es diferente del enfoque tradicional del diseño para soportar cargas muertas, vivas, de nieve y de viento, pero es similar a la filosofía adoptada en el diseño moderno resistente a terremotos.

En general, los sistemas estructurales deben diseñarse con suficiente continuidad y ductilidad para que se puedan desarrollar trayectorias de carga alternativas después de la falla de un miembro individual, de modo que no se produzca la falla de la estructura en su conjunto. En un nivel simple, la continuidad

se puede lograr requiriendo el desarrollo de una fuerza de amarre mínima, digamos 20 kN=m (1,37 kip=ft) entre elementos estructurales ([NIST 2007](#)). Las fallas de los miembros pueden controlarse mediante medidas de protección que aseguren que ningún miembro esencial de carga quede ineficaz como resultado de un accidente, aunque este enfoque puede ser más difícil de implementar. Cuando la falla de un miembro resulte inevitablemente en un colapso desproporcionado, el miembro debe diseñarse para un mayor grado de confiabilidad ([NIST 2007](#)).

Los estados límite de diseño incluyen la pérdida de equilibrio como cuerpo rígido, grandes deformaciones que conducen a efectos significativos de segundo orden, fluencia o ruptura de miembros o conexiones, formación de un mecanismo e inestabilidad de miembros o de la estructura como un todo. Estos estados límite son los mismos que los considerados para otros eventos de carga, pero los mecanismos de resistencia de carga en una estructura dañada pueden ser diferentes y las fuentes de capacidad de carga que normalmente no se considerarían en el diseño de estados límite ordinarios, como como acción de arco, membrana o catenaria. El uso del análisis elástico subestima la capacidad de carga de la estructura ([Marjanish vili y Agnew 2006](#)). Se pueden utilizar análisis no lineales o plásticos material o geométricamente, dependiendo de la respuesta de la estructura a las acciones.

Las disposiciones de diseño específicas para controlar el efecto de las cargas extraordinarias y el riesgo de falla progresiva se desarrollan con una base probabilística ([Ellingwood y Leyendecker 1978; Ellingwood y Corotis 1991; Ellingwood y Dusenberry 2005](#)). Uno puede reducir la probabilidad del evento extraordinario o diseñar la estructura para resistir o absorber el daño del evento si ocurre. Sea F el evento de falla (daño o colapso) y A el evento de que ocurra un evento estructuralmente dañino. La probabilidad de falla debido al evento A es

$$P_f = P_{f|A}P_A \quad (C2.5-1)$$

donde  $P_{f|A}$  es la probabilidad condicional de falla de una estructura dañada y  $P_A$  es la probabilidad de ocurrencia del evento A. La separación de  $P_{f|A}$  y  $P_A$  permite enfocarse en estrategias para reducir el riesgo.  $P_{f|A}$  depende de la ubicación, el control del uso de sustancias peligrosas, la limitación del acceso y otras acciones que son esencialmente independientes del diseño estructural. Por el contrario,  $P_A$  depende de medidas de diseño estructural que van desde disposiciones mínimas para la continuidad hasta una evaluación estructural completa posterior al daño.

La probabilidad,  $P_A$ , depende del peligro específico. Los datos limitados para incendios severos, explosiones de gas, explosiones de bombas y colisiones de vehículos indican que la probabilidad del evento depende del tamaño del edificio, medido en unidades de vivienda o pies cuadrados, y varía desde alrededor de  $0.2 \times 10^{-6}$  = unidad de vivienda/año hasta alrededor de  $8.0 \times 10^{-6}$  = unidad de vivienda/año ([NIST 2007](#)). Por lo tanto, la probabilidad de que la estructura de un edificio se vea afectada puede depender del número de unidades de vivienda (o pies cuadrados) en el edificio. Sin embargo, si se estableciera la probabilidad de estado límite condicional,  $P_{f|A} = 0.05-0.10$ , la probabilidad anual de falla estructural de la ecuación ([C2.5-1](#)) sería inferior a  $10^{-6}$ , colocando el riesgo en el fondo de baja magnitud junto con los riesgos de accidentes raros ([Pate-Cornell 1994](#)).

Los requisitos de diseño correspondientes a este  $P_{f|A}$  deseado pueden desarrollarse usando análisis de confiabilidad de primer orden si la función de estado límite que describe el comportamiento estructural está disponible ([Ellingwood y Dusenberry 2005](#)). La acción estructural (fuerza o deformación restringida) resultante del evento extraordinario A utilizado en el diseño se denota como  $A_k$ . Solo se dispone de datos limitados para definir la distribución de frecuencias de la carga ([NIST 2007; Ellingwood y Dusenberry 2005](#)). La incertidumbre en la carga causada por la

evento extraordinario está incluido en la selección de un Ak conservativo y, por lo tanto, el factor de carga en Ak se establece igual a 1.0, como se hace en las combinaciones de carga sísmica en la Sección 2.3. La carga muerta se multiplica por el factor 0,9 si tiene un efecto estabilizador; de lo contrario, el factor de carga es 1,2, como ocurre con las combinaciones ordinarias de las Secciones 2.3.1 y 2.3.6. Factores de carga menores que 1.0 en las acciones complementarias reflejan la pequeña probabilidad de una ocurrencia conjunta de la carga extraordinaria y la carga de diseño viva, de nieve o de viento. Las acciones complementarias 0.5L y 0.2S corresponden, aproximadamente, a la media de las cargas vivas y de nieve máximas anuales (Chalk y Corotis 1980; Ellingwood 1981). La acción compañera en la Ec. (2.5-1) incluye solo la carga de nieve porque la probabilidad de una coincidencia de Ak con Lr o R, que tienen duraciones cortas en comparación con S, es despreciable. Un conjunto similar de combinaciones de carga para eventos extraordinarios aparece en el Eurocódigo 1 (2006).

El término 0.2W que aparecía anteriormente en estas combinaciones se eliminó y se reemplazó por un requisito para verificar la estabilidad lateral. Un enfoque para cumplir con este requisito, que se basa en las recomendaciones del Structural Stability Research Council (Galambos 1998), es aplicar fuerzas nacionales laterales,  $N_i = 0.002\bar{\gamma}P_i$ , en el nivel i, en el que  $\bar{\gamma}P_i$  = fuerza de gravedad de la ecuación. (2.5-1) o (2.5-2) actúan en el nivel i, en combinación con las cargas estipuladas en la Ec. (2.5-1) o (2.5-2). Tenga en cuenta que la ecuación. (1.4-1) estipula que cuando se verifica la integridad estructural general, las fuerzas laterales que actúan sobre una estructura intacta deben ser iguales a 0.01Wx, donde Wx es la carga muerta en el nivel x.

## REFERENCIAS

- Instituto Americano del Concreto (ACI). (2014). "Requisitos del código de construcción para hormigón estructural y comentarios". ACI 318-14 318R-14, ACI, Farmington Hills, MI.
- Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC). (2010). "Especificación para edificios de acero estructural". 14th Ed., Apéndice A4, Diseño estructural para condiciones de incendio, Chicago.
- AISC. (2016). "Especificación para edificios de acero estructural", ANSI/AISC 360-16, Chicago.
- Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI). (2016). "Especificación norteamericana para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío". AISI S100-16, Instituto Americano del Hierro y el Acero, Washington, DC.
- Consejo Americano de la Madera (AWC). (2015). Especificación de diseño nacional (NDS) para la construcción en madera, Leesburg, VA.
- ASCE. (2005). "Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras". ASCE/SEI 7-05, Reston, VA.
- ASCE. (2010). "Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras". ASCE/SEI 7-10, Reston, VA.
- ASTM International. (2011). "Especificación estándar para perfiles de acero estructural". ASTM A992/A992M-11, West Conshohocken, Pensilvania.
- ASTM. (2014). "Métodos de prueba estándar para pruebas de fuego de materiales y construcción de edificios". ASTM E119-14, West Conshohocken, Pensilvania.
- Asociación de Aluminio. (2015). "Especificación para estructuras de aluminio." Manual de diseño de aluminio, Arlington, VA.
- Breen, JE y Siess, CP (1979). "Colapso progresivo: resumen del simposio". ACI J., 76(9), 997-1004.
- Carper, K. y Smilowitz, R., eds. (2006). "Mitigar el potencial de colapso desproporcionado progresivo". J. Realizar. Constr. Fácil., 20(4).
- Chalk, PL y Corotis, RB (1980). "Modelos de probabilidad para el diseño en vivo cargas." J. Estructura. División, 106(10), 2017-2033.
- Departamento de Defensa. (DOD). (2009). Diseño de edificios para resistir el colapso progresivo, Criterios de instalaciones unificadas (UFC) 4-023-03, julio, Washington, DC.
- Ellingwood, B. (1981). "Estadísticas de carga de viento y nieve para pruebas probabilísticas diseño." J. Estructura. División, 107(7), 1345-1350.
- Ellingwood, B. y Corotis, RB (1991). "Combinaciones de carga para edificios expuestos a incendios". Ing. J., 28(1), 37-44.
- Ellingwood, BR y Dusenberry, DO (2005). "Diseño de edificios para cargas anormales y colapso progresivo". Comput.-Aided Civ. información Eng., 20(5), 194-205.
- Ellingwood, B. y Leyendecker, EV (1978). "Enfoques para el diseño contra el colapso progresivo". J. Estructura. Div., 104(3), 413-423.
- Ellingwood, BR y Li, Y. (2009). "Compensación de cargas estructurales: tratamiento en la norma ASCE 7-05". J. Estructura. Eng., 135(1), 94-97.
- Ellingwood, B., MacGregor, JG, Galambos, TV y Cornell, CA (mil novecientos ochenta y dos). "Criterios de carga basados en la probabilidad: factores de carga y combinaciones de carga". J. Estructura. Div., 108(5), 978-997.
- Eurocódigo 1. (2006). "Acciones sobre estructuras, Parte 1-7: Acciones generales- Acciones accidentales". NEN-EN 1991-1-7.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (2004). "NEHRP recomendó disposiciones para el desarrollo de regulaciones sísmicas para nuevos edificios y otras estructuras". Informe 450 de FEMA, Washington, DC.
- Galambos, TV, ed. (1998). SSRC guía de criterios de diseño de estabilidad para metal estructuras, 5<sup>a</sup> Ed., John Wiley & Sons, Nueva York.
- Galambos, TV, Ellingwood, B., MacGregor, JG y Cornell, CA (mil novecientos ochenta y dos). "Criterios de carga basados en la probabilidad: evaluación de la práctica de diseño actual". J. Estructura. Div., 108(5), 959-977.
- Administración de Servicios Generales. (GSA). (2003). Análisis de colapso progresivo y pautas de diseño para nuevos edificios de oficinas federales y grandes proyectos de modernización, Administración de Servicios Generales, Washington, DC.
- Kriebel, DL, White, GJ, Mehta, KC y Smith, DA, (1998). "Una investigación de los factores de carga para inundación y viento e inundación combinados". Informe preparado para la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, Washington, DC.
- Marjanishvili, S. y Agnew, E. (2006). "Comparación de varios procedimientos para el análisis de colapso progresivo". J. Realizar. Constr. Facil., 20(4), 365-374.
- Nair, RS (2006). "Prevenir el colapso desproporcionado". J. Realizar. Constr. Facil., 20(4), 309-314.
- Instituto Nacional de Normas y Tecnología. (NIST). (2007). "Mejores prácticas para reducir el potencial de colapso progresivo en edificios". NISTIR 7396, Gaithersburg, MD.
- Pate-Cornell, E. (1994). "Objetivos cuantitativos de seguridad para la gestión de riesgos de instalaciones industriales." Estructura. Seguridad, 13(3), 145-157.
- Taylor, DA (1975). "Colapso progresivo". Poder. J. Civ. Eng., 2(4), 517-529.
- Turkstra, CJ y Madsen, HO (1980). "Combinaciones de carga en el diseño estructural codificado". J. Estructura. División, 106(12), 2527-2543.
- La Sociedad de Masonería. (TMS). (2016). "Requisitos y especificaciones del código de construcción para estructuras de mampostería y comentarios complementarios", 402-406, Longmont, CO.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C3

### CARGAS MUERTAS, CARGAS DEL SUELO Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA

#### C3.1 CARGAS MUERTAS

**C3.1.2 Pesos de Materiales y Construcciones.** Para establecer una práctica uniforme entre los diseñadores, es conveniente presentar una lista de los materiales generalmente utilizados en la construcción de edificios, junto con sus pesos adecuados. Muchos códigos de construcción prescriben los pesos mínimos para solo unos pocos materiales de construcción y, en otros casos, no se proporciona ninguna guía sobre este tema. En algunos casos, los códigos se redactan para dejar la cuestión de qué pesos usar a discreción del funcionario de la construcción, sin proporcionar ninguna guía autorizada. Esta práctica, así como el uso de listas incompletas, ha sido objeto de muchas críticas. La solución elegida ha sido la de presentar, en este comentario, una lista ampliada que será de utilidad tanto para diseñadores como para funcionarios. Sin embargo, inevitablemente surgirán casos especiales y, por lo tanto, se otorga autoridad en la norma para que el funcionario de la construcción se ocupe de ellos.

Para facilitar el cálculo, la mayoría de los valores se dan en términos de libras por pie cuadrado, psf (kilonewtons por metro cuadrado, kN/m<sup>2</sup>) de espesor dado en la Tabla C3.1-1a (Tabla C3.1-1b).

Los valores de libras por pie cúbico, lb/ft<sup>3</sup> (kN/m<sup>3</sup>), consistentes con los valores de libras por pie cuadrado psf (kilonewtons por metro cuadrado, kN/m<sup>2</sup>), también se presentan en algunos casos en la Tabla C3.1-2.

Algunas construcciones para las que se da una sola cifra en realidad tienen un rango considerable de peso. La cifra promedio dada es adecuada para uso general, pero cuando existan razones para sospechar una desviación considerable de esto, se debe determinar el peso real.

Se recomienda a los ingenieros, arquitectos y propietarios de edificios que consideren los factores que generan diferencias entre las cargas reales y las calculadas.

Los ingenieros y arquitectos no pueden ser responsables de circunstancias fuera de su control. La experiencia ha demostrado, sin embargo, que se encuentran condiciones que, si no se consideran en el diseño, pueden reducir la utilidad futura de un edificio o reducir su margen de seguridad. Entre ellos están

1. **Cargas muertas.** Ha habido numerosos casos en los que los pesos reales de los miembros y los materiales de construcción han excedido los valores utilizados en el diseño. Se recomienda tener cuidado en el uso de valores tabulares. Además, se deben tener en cuenta factores tales como la influencia del encofrado y las deflexiones del soporte sobre el espesor real de una losa de hormigón de espesor nominal prescrito.
  2. **Futuras instalaciones.** Debe tenerse en cuenta la el peso de futuras superficies protectoras o de uso donde exista una buena posibilidad de que se apliquen.
- Se debe prestar especial atención a los tipos y posiciones probables de las particiones, ya que una provisión insuficiente para la compartimentación puede reducir la utilidad futura del edificio.

También se dirige la atención a la posibilidad de cambios temporales en el uso de un edificio, como en el caso de despejar un dormitorio para un baile u otro propósito recreativo.

**C3.1.3 Peso de los Equipos de Servicio Fijo.** El equipo de servicio fijo incluye, entre otros, chimeneas y elevadores de plomería; alimentadores eléctricos; sistemas de calefacción, ventilación y aire acondicionado; y equipos de proceso como recipientes, tanques, tuberías y bandejas de cables. Tanto el peso vacío del equipo como el peso máximo del contenido se tratan como carga muerta.

La Sección 1.3.6 indica que cuando la resistencia a las fuerzas de vuelco, deslizamiento y levantamiento es proporcionada por una carga muerta, la carga muerta debe tomarse como la carga muerta mínima probable que esté en el lugar. Por lo tanto, los contenidos líquidos y las bandejas móviles no deben usarse para resistir estas fuerzas a menos que sean la fuente de las fuerzas. Por ejemplo, el líquido en un tanque contribuye a la masa sísmica del tanque y, por lo tanto, puede usarse para resistir el levantamiento sísmico; sin embargo, el peso del líquido no se puede usar para resistir el vuelco, el deslizamiento o el levantamiento debido a las cargas del viento porque es posible que el líquido no esté presente durante el evento del viento.

**C3.1.4 Techos Vegetales y Ajardinados.** Los elementos de paisajismo, como el suelo, las plantas y los materiales de la capa de drenaje, y los elementos de paisajismo, como los pasillos, las cercas y las paredes, están destinados a permanecer en su lugar y, por lo tanto, se consideran cargas muertas. Si bien el peso de los materiales de paisajismo no fluctúa, el peso del suelo y los materiales de la capa de drenaje que se utilizan para sustentar el crecimiento vegetativo están sujetos a variaciones significativas debido a su capacidad para absorber y retener agua. Cuando el peso se suma a otras cargas, la carga muerta debe calcularse asumiendo la saturación total del suelo y los materiales de la capa de drenaje. Cuando el peso actúe para contrarrestar las fuerzas de levantamiento, la carga muerta debe calcularse asumiendo el peso unitario seco del suelo y los materiales de la capa de drenaje secos.

Las áreas de techos con vegetación y jardines pueden retener más agua que la condición en la que el suelo y los materiales de la capa de drenaje están completamente saturados. El agua puede resultar de la precipitación o del riego de la vegetación. Esta cantidad adicional de agua debe considerarse carga de lluvia de acuerdo con el Capítulo 8 o carga de nieve de acuerdo con el Capítulo 7, según corresponda.

**C3.1.5 Paneles solares.** Esta sección aclara que las cargas relacionadas con los paneles solares, incluidos los sistemas de balasto que no están conectados de forma permanente, se considerarán cargas muertas para todas las combinaciones de carga especificadas en el Capítulo 2.

#### C3.2 CARGAS DEL SUELO Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA

**C3.2.1 Presiones laterales.** La Tabla 3.2-1 incluye presiones de tierra altas, 85 psf (13,36 kN/m<sup>2</sup>) o más, para mostrar que ciertos suelos son un material de relleno deficiente. Además, cuando las paredes están

Tabla C3.1-1a Cargas muertas mínimas de diseño (psf)<sup>a</sup>

Componente	Carga (psf)
<b>TECHOS</b>	
Tablero de fibra acústico	1
Panel de yeso (por 1½ pulgadas de espesor)	0.55
Tolerancia para conductos	4
mecánicos Yeso sobre loseta u	5
hormigón Yeso sobre listón de	8
madera Sistema de canales de acero	2
suspendido Listón metálico suspendido y yeso de	15
cemento Listón metálico suspendido y yeso Sistema	10
de suspensión de listones de madera REVESTIMIENTOS,	2.5
<b>TECHO Y PARED</b>	
Tejas de asbesto-cemento Tejas	4
de asfalto Baldosa de cemento	2
Baldosa de arcilla (para mortero	<small>descripción</small>
agregue 10 psf)	
Azulejo de libro, 2 pulg.	12
Azulejo de libro, 3 pulgadas.	20
Ludowici	10
Romano	12
Español	19
Composición:	
Techos listos de tres capas	1
Filtro de cuatro capas y grava	5.5
Filtro de cinco capas y grava	6
Cobre o estaño Techos de cemento	1
de asbesto corrugado Plataforma, metal,	4
calibre 20 Plataforma, metal, calibre 18	2.5
Plataforma, 2 pulg. madera (abeto Douglas)	3
	5
Entablado, 3 pulg. madera (abeto Douglas)	8
Tablero de fibra, 1½ pulg.	0.75
Revestimiento de yeso, 1½ pulg.	2
Aislamiento, tablas de techo (por pulgada de espesor)	
Vidrio celular	0.7
Vidrio fibroso	1.1
Fibra de madera	1.5
Perlita Espuma	0.8
de poliestireno Espuma	0.2
de uretano con piel	0.5
Madera contrachapada (por 1½ pulgadas de espesor)	0.4
Aislamiento rígido, 1½ pulg.	0.75
Tragaluz, estructura de metal, 3½ pulg. Pizarra de vidrio	8
de alambre, 3½ pulg.	7
Pizarra, 1¼ pulg.	10
Membranas impermeabilizantes:	
Superficie bituminosa, cubierta de	5.5
grava Superficie lisa bituminosa	1.5
Aplicación líquida Hoja de una sola	1
capa Revestimiento de madera (por	0.7
pulgada de espesor)	3
Tejas de madera	3
<b>FLOOR FILL</b>	
Concreto de ceniza, por pulgada	9
Concreto liviano, por pulgada Arena, por	8
pulgada Concreto de piedra, por pulgada	8
<b>PISOS Y ACABADOS DE PISO</b>	12
Bloque de asfalto (2 pulg.), 1½ pulg. mortero Acabado	30
de cemento (1 pulg.) sobre relleno de piedra y concreto Loseta de	32
cerámica o cantera (3½ pulg.) sobre 1½ pulg. lecho de mortero Baldosa de	<small>descripción</small>
cerámica o cantera (3½ pulg.) sobre una capa de 1 pulg. capa de mortero	23
Acabado de relleno de concreto (por pulgada de espesor)	12
Pisos de madera dura, 7½ pulg.	4
Loseta de linóleo o asfalto, 1¼ pulg.	1
Mármol y mortero sobre relleno de piedra-hormigón	33

continúa

Tabla C3.1-1a (Continuación)

Componente				Carga (psf)
Pizarra (por mm de espesor)				15
Baldosa plana sólida en 1 pulg. base de mortero Contrapiso, 3½ pulg.				23
Terrazo (1-1½ pulg.) directamente sobre losa				3
Terrazo (1 pulg.) sobre relleno de piedra y concreto Terrazo (1 pulg.), 2 pulg. concreto de piedra Bloque de madera (3 pulg.) sobre masilla, sin relleno Bloque de madera (3 pulg.) sobre 1½ pulg. base mortero PISOS VIGAS DE MADERA (SIN YESO)				19
PISO DE MADERA DOBLE				32
Tamaños de juntas (pulg.)	12 pulgadas espaciado (psf)	16 pulgadas espaciado (psf)	24 pulg. espaciado (psf)	
2 x 6 655				10
2 x 8 665				10
2 x 10 6	7	6		10
2 x 12 6	8	7		10
PARTICIONES DE MARCO				
Tabiques móviles de acero				4
Montantes de madera o acero, 1½ pulg. panel de yeso a cada lado				8
Montantes de madera, 2 x 4, sin revocar Montantes de madera, 2 x 4, revocados por un lado Montantes de madera, 2 x 4, revocados por dos lados MARCO PAREDES				4
Paredes de montantes exteriores:				
2 x 4 de 16 pulg., 5½ pulg. yeso, aislado, 3½ pulg. revestimiento				12
2 x 6 @ 16 pulg., 5½ pulg. yeso, aislado, 3½ pulg. vía muerta				12
Paredes de montantes exteriores con revestimiento de ladrillo Ventanas, vidrio, marco y guillotina Ladrillos de arcilla:				8
4 pulgadas				39
8 pulgadas				79
12 pulgadas				115
16 pulgadas				155
Unidades de mampostería de hormigón hueco:				
Espesor Wythe (en pulgadas) 4	6	8	10	12
Densidad de la unidad (105 pcf) con espaciamiento de lechada de la siguiente manera:				
Sin lechada	22	24	31	43
48 pulg. oc	29	38	47	55
40 pulg. oc	30	40	49	57
32 pulg. oc	32	42	52	61
24 pulg. oc	34	46	57	67
16 pulg. oc	40	53	66	79
Densidad de lechada total de la unidad (125 pcf) con espaciado de lechada de la siguiente manera:				
Sin lechada	26	28	36	50
48 pulg. oc	33	44	54	62
40 pulg. oc	34	45	56	64
32 pulg. oc	36	47	58	68
24 pulg. oc	39	51	63	75
16 pulg. oc	44	59	73	87
Lechada completa	59	81	102	123
Densidad de la unidad (135 pcf) con espaciamiento de lechada de la siguiente manera:				
Sin lechada	29	30	39	54
48 pulg. oc	36	47	57	66
40 pulg. oc	37	48	59	69
32 pulg. oc	38	50	62	72
24 pulg. oc	41	54	67	78
16 pulg. oc	46	61	76	90
Lechada completa	62	83	105	127
Unidades de mampostería de hormigón macizo (incl. ladrillo de hormigón):				
Espesor Wythe (en mm) 4				12
Densidad de la unidad (105 pcf)	32	6	8	105
Densidad de la unidad (125 pcf)	38	51	69	124
Densidad de la unidad (135 pcf)	41	60 64	81 87	133

<sup>a</sup> Los pesos de mampostería incluyen mortero pero no yeso. Para yeso, agregue 5 psf por cada cara enyesada. Los valores dados representan promedios. En algunos casos, hay un rango considerable de peso para la misma construcción.

Tabla C3.1-1b Cargas muertas mínimas de diseño (kN/m<sup>2</sup>) a

Componente	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
<b>TECHOS</b>	
Tablero de fibra acústico	0.05
Placa de yeso (por mm de espesor)	0.008
Subsidio de conducto mecánico	0.19
Yeso sobre baldosa u hormigón	0.24
Yeso sobre listón de madera	0.38
Sistema de canal de acero suspendido	0.10
Listón metálico suspendido y yeso de cemento	0.72
Revoque de yeso y listones metálicos suspendidos	0.48
Sistema de suspensión de listones de madera	0.12
<b>CUBIERTAS, TECHO Y PARED</b>	
Tejas de asbesto-cemento	0.19
Tejas de asfalto	0.10
Baldosa de cemento	0.77
Teja de barro (para mortero añadir 0,48 kN/m <sup>2</sup> )	
Baldosa tipo libro, 51	0.57
mm Baldosa tipo libro,	0.96
76 mm Ludowici	0.48
romano	0.57
español	0.91
Composición:	
Techo listo de tres capas	0.05
Filtro de cuatro capas y grava	0.26
Filtro de cinco capas y grava	0.29
cobre o estaño	0.05
Techo corrugado de asbesto-cemento	0.19
Cubierta, metal, calibre 20	0.12
Cubierta, metal, calibre 18	0.14
Decking, madera de 51 mm (abeto de Douglas)	0.24
Decking, madera de 76 mm (abeto de Douglas)	0.38
Tablero de fibra, 13 mm	0.04
Revestimiento de yeso, 13 mm	0.10
Aislamiento, placas de techo (por mm de espesor)	
Vidrio celular	0.0013
Vidrio fibroso	0.0021
Fibra vulcanizada	0.0028
perlita	0.0015
Espuma de poliestireno	0.0004
Espuma de uretano con piel	0.0009
Madera contrachapada (por mm de espesor)	0.006
Aislamiento rígido, 13 mm	0.04
Claraboya, estructura metálica, vidrio de alambre de 10 mm	0.38
Pizarra, 5 mm	0.34
Pizarra, 6 mm	0.48
Membranas impermeabilizantes:	
Bituminoso, cubierto de grava	0.26
Superficie bituminosa y lisa.	0.07
Líquido aplicado	0.05
Hoja de una sola capa	0.03
Revestimiento de madera (por mm de espesor)	
Madera contrachapada	0.0057
Tableros de fibra orientada	0.0062
Tejas de madera	0.14
<b>RELLENO DE SUELO</b>	
Hormigón de ceniza, por mm	0.017
Hormigón ligero, por mm	0.015
Arena, por mm	0.015
Hormigón de piedra, por mm	0.023
<b>PISOS Y ACABADOS DE PISOS</b>	
Bloque de asfalto (51 mm), mortero de 13 mm	1.44
Acabado de cemento (25 mm) sobre relleno de piedra-hormigón	1.53
Baldosa cerámica o gres (19 mm) sobre lecho de mortero de 13 mm	0.77
Baldosa cerámica o gres (19 mm) sobre lecho de mortero de 25 mm	1.10

continúa

Tabla C3.1-1b (Continuación)

Componente	Carga (kN/m <sup>2</sup> )				
Acabado de relleno de hormigón (por mm de espesor)	0.023				
Suelo de madera, 22 mm	0.19				
Loseta de linóleo o asfalto, 6 mm	0.05				
Mármol y mortero sobre relleno de piedra-hormigón	1.58				
Pizarra (por mm de espesor)	0.028				
Teja plana maciza sobre base de mortero de 25 mm	1.10				
Subsuelo, 19 mm	0.14				
Terrazo (38 mm) directamente sobre losa	0.91				
Terrazo (25 mm) sobre relleno de piedra y hormigón	1.53				
Terrazo (25 mm), hormigón de piedra de 51 mm	1.53				
Bloque de madera (76 mm) sobre masilla, sin relleno	0.48				
Bloque de madera (76 mm) sobre base de mortero de 13 mm	0.77				
<b>PISOS VIGAS DE MADERA (SIN YESO)</b>					
<b>PISO DE MADERA DOBLE</b>					
Tamaños de juntas (mm):					
	espaciado de 305 mm	espaciado de 406 mm	espaciado de 610 mm		
	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )		
51 x 152	0.29	0.24	0.24		
51 x 203	0.29	0.29	0.24		
51 x 254	0.34	0.29	0.29		
51 x 305	0.38	0.34	0.29		
<b>PARTICIONES DE MARCO</b>					
Tabiques móviles de acero	0.19				
Montantes de madera o acero, placa de yeso de 13 mm por cada lado	0.38				
Montantes de madera, 51 x 102, sin revocar	0.19				
Montantes de madera, 51 x 102, enlucidos por un lado	0.57				
Montantes de madera, 51 x 102, enlucidos por dos caras	0.96				
<b>PAREDES DE MARCO</b>					
Paredes de montantes exteriores:					
51 mm x 102 mm a 406 mm, yeso de 16 mm, aislado, revestimiento de 10 mm 51 mm x 152	0.53				
mm a 406 mm, yeso de 16 mm, aislado, revestimiento de 10 mm	0.57				
Paredes de montantes exteriores con revestimiento de ladrillo	2.30				
Ventanas, vidrio, marco y guillotina	0.38				
Ladrillos de arcilla:					
102mm	1.87				
203mm	3.78				
305mm	5.51				
406mm	7.42				
Unidades de mampostería de hormigón hueco:					
Espesor Wythe (en mm) 102 Densidad de la unidad	152	203	254	305	
(16,49 kN/m <sup>3</sup> ) con espaciado de lechada de la siguiente manera:					
Sin lechada	1.05	1.29	1.68	2.01	2.35
1.219 mm		1.48	1.92	2.35	2.78
1.016 mm		1.58	2.06	2.54	3.02
813 mm		1.63	2.15	2.68	3.16
610mm		1.77	2.35	2.92	3.45
406mm		2.01	2.68	3.35	4.02
lechada completa		2.73	3.69	4.69	5.70
Densidad de la unidad (19,64 kN/m <sup>3</sup> ) con espaciamiento de lechada de la siguiente manera:					
Sin lechada	1.25	1.34	1.72	2.11	2.39
1.219 mm		1.58	2.11	2.59	2.97
1.016 mm		1.63	2.15	2.68	3.11
813 mm		1.72	2.25	2.78	3.26
610mm		1.87	2.44	3.02	3.59
406mm		2.11	2.78	3.50	4.17
lechada completa		2.82	3.88	4.88	5.89
Densidad de la unidad (21,21 kN/m <sup>3</sup> ) con espaciamiento de lechada de la siguiente manera:					
Sin lechada	1.39	1.68	2.15	2.59	3.02
1.219 mm		1.70	2.39	2.92	3.45
1.016 mm		1.72	2.54	3.11	3.69
813 mm		1.82	2.63	3.26	3.83
610mm		1.96	2.82	3.50	4.12
406mm		2.25	3.16	3.93	4.69
lechada completa		3.06	4.17	5.27	6.37

continúa

Tabla C3.1-1b (Continuación)

Componente					Carga (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Unidad de mampostería de hormigón macizo</b>					
Espesor Wythe (en mm)	102	152	203	254	305
Densidad de la unidad (16,49 kN/m <sup>3</sup> )	1.53	2.35	3.21	4.02	4.88
Densidad de la unidad (19,64 kN/m <sup>3</sup> )	1.82	2.82	3.78	4.79	5.79
Densidad de la unidad (21,21 kN/m <sup>3</sup> )	1.96	3.02	4.12	5.17	6.27

<sup>a</sup> Los pesos de mampostería incluyen mortero pero no yeso. Para yeso añadir 0,24 kN/m<sup>3</sup> por cada cara enyesada. Los valores dados representan promedios. En algunos casos, hay un Rango considerable de peso para la misma construcción.

Tabla C3.1-2 Densidades mínimas para cargas de diseño de materiales

Tabla C3.1-2 (Continuación)

Material	Densidad (lb/ft <sup>3</sup> )	Densidad (kN/m <sup>3</sup> )	Material	Densidad (lb/ft <sup>3</sup> )	Densidad (kN/m <sup>3</sup> )
Aluminio	170	27	Limo, húmedo, compacto	96	15.1
Productos bituminosos			limo, flujo	108	17.0
asfalto	81	12.7	Arena y grava, seca, suelta	100	15.7
Grafito	135	21.2	Arena y grava, secas, compactadas	110	17.3
Parafina	56	8.8	Arena y grava, húmedo	120	18.9
Petróleo, crudo	55	8.6	Tierra (sumergida)		
petróleo, refinado	50	7.9	Arcilla	80	12.6
Petróleo, bencina	46	7.2	Tierra	70	11.0
Petróleo, gasolina	42	6.6	Iodo de río	90	14.1
Tierra de juego	69	10.8	arena o grava	60	9.4
Alquitrán	75	11.8	Arena o grava y arcilla	65	10.2
Latón	526	82.6	Vidrio	160	25.1
Bronce	552	86.7	grava, seca	104	16.3
Mampostería de piedra colada (cemento, piedra, arena)	144	22.6	yeso, suelto	70	11.0
Cemento Portland, suelto	90	14.1	yeso, panel de yeso	50	7.9
Baldosas de cerámica	150	23.6	Hielo	57	9.0
Carbón	12	1.9	Planchar		
relleno de ceniza	57	9.0	Emitir	450	70.7
Cenizas, secas, a granel	45	7.1	Forjado	480	75.4
Carbón			Dirigir	710	111.5
Antracita, apilada	52	8.2	Lima		
Bituminoso, apilado	47	7.4	hidratado, suelto	32	5.0
Lignito, apilado	47	7.4	hidratado, compactado	45	7.1
Turba, seca, apilada	23	3.6	Mampostería, piedra de sillería		
Concreto, simple			Granito	165	25.9
Ceniza	108	17.0	caliza, cristalina	165	25.9
Agregado de escoria expandida	100	15.7	Caliza, oolítica	135	21.2
Haydite (agregado de arcilla quemada)	90	14.1	Mármol	173	27.2
Escoria	132	20.7	Arenisca	144	22.6
Piedra (incluyendo grava)	144	22.6	Albañilería, ladrillo		
Agregado de vermiculita y perlita, sin carga	25–50	3.9–7.9	Duro (baja absorción)	130	20.4
Los demás áridos ligeros de carga	70–105	11.0–16.5	Medio (absorción media)	115	18.1
Concreto, reforzado			Suave (alta absorción)	100	15.7
Ceniza	111	17.4	Albañilería, hormigón		
Escoria	138	21.7	unidades ligeras	105	16.5
Piedra (incluyendo grava)	150	23.6	Unidades de peso medio	125	19.6
Cobre	556	87.3	Unidades de peso normal	135	21.2
corcho, comprimido	14	2.2	lechada de mampostería	140	22.0
Tierra (no sumergida)			Mampostería, piedra de escombros		
Arcilla, seca	63	9.9	Granito	153	24.0
Arcilla, húmedo	110	17.3	caliza, cristalina	147	23.1
Arcilla y grava, seca	100	15.7	Caliza, oolítica	138	21.7
Limo, húmedo, suelto	78	12.3	Mármol	156	24.5

continúa

continúa

Tabla C3.1-2 (Continuación)

Material	Densidad (lb/ft <sup>3</sup> )	Densidad (kN/m <sup>3</sup> )
Mortero, cemento o cal	130	20.4
Tablero de partículas	45	7.1
Madera contrachapada	36	5.7
Escollera (no sumergida)		
Caliza	83	13.0
Arenisca	90	14.1
Arena		
Limpio y seco	90	14.1
río, seco	106	16.7
Escoria		
Banco	70	11.0
Proyecciones bancarias	108	17.0
Máquina	96	15.1
Arena	52	8.2
Pizarra	172	27.0
Acero estirado en frío	492	77.3
Piedra, extraída, apilada		
Basalto, granito, gneis	96	15.1
Caliza, mármol, cuarzo	95	14.9
Arenisca	82	12.9
Esquisto	92	14.5
piedra verde, hornblenda	107	16.8
Terracota, arquitectónica		
vacíos llenos	120	18.9
vacíos sin llenar	72	11.3
Estaño	459	72.1
Agua		
Nuevo	62	9.7
Mar	64	10.1
Madera, sazonada		
Fresno, blanco comercial	41	6.4
ciprés del sur	34	5.3
Abeto, Douglas, región costera	34	5.3
abeto dobladillo	28	4.4
Roble, rojos y blancos comerciales	47	7.4
Pino, amarillo del sur	37	5.8
Secoya	28	4.4
Abeto, rojo, blanco y Sitka	29	4.5
cicuta occidental	32	5.0
Zinc, hoja laminada	449	70.5

<sup>a</sup> Los valores tabulados se aplican a la mampostería sólida y a la parte sólida de la mampostería hueca.  
albañilería.

inflexible, la presión de la tierra se incrementa de la presión activa hacia la presión de la tierra en reposo, resultando en 60 pcf (9.43 kN/m<sup>3</sup>) para suelos granulares y 100 pcf (15.71 kN/m<sup>3</sup>) para tipo limo y arcilla suelos ([Terzaghi y Peck 1967](#)). Ejemplos de sistemas de suelo ligero apoyado en paredes de sótano poco profundas mencionadas en la Tabla 3.2-1 son sistemas de piso con vigas y pisos de madera y formados en frío viguetas de acero sin un piso de concreto vaciado en el lugar adjunto.

Los suelos expansivos existen en muchas regiones de los Estados Unidos y puede causar daños graves a las paredes del sótano a menos que se proporcionan consideraciones de diseño. Los suelos expansivos no deben utilizarse como relleno porque pueden ejercer presiones muy altas contra paredes. Se requieren pruebas especiales de suelo para determinar la magnitud de estas presiones. Es preferible excavar suelo expansivo y llenar con arena o arena no expansiva que drene libremente. gravas El talud posterior excavado adyacente al muro debe ser no más de 45° desde la horizontal para minimizar la transmisión de la presión de expansión del suelo expansivo a través del nuevo relleno. Se recomiendan otros detalles especiales, como una capa de suelo no permeable sobre el relleno y provisión de drenajes de cimientos. Consulte los libros de referencia actuales sobre ingeniería geotécnica para obtener orientación.

**C3.2.2 Cargas de levantamiento en pisos y cimientos.** si expansivo suelos están presentes bajo pisos o zapatas, grandes presiones pueden ser ejercido y debe ser resistido por un diseño especial. Alternativamente, el suelo expansivo se puede quitar y reemplazar con no expansivo. material. Un ingeniero geotécnico debe hacer recomendaciones en estas situaciones.

#### REFERENCIA

Terzaghi, K. y Peck, RB (1967). Mecánica de suelos en la práctica de la ingeniería. 2<sup>a</sup> ed., John Wiley & Sons, Nueva York.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C4

### CARGAS VIVAS

#### C4.3 CARGAS VIVAS DISTRIBUIDAS UNIFORMEMENTE

**C4.3.1 Cargas Vivas Requeridas.** En la Sección 4.3.1 se proporciona una lista seleccionada de cargas para ocupaciones y usos que se encuentran con mayor frecuencia, y la autoridad competente debe aprobar las ocupaciones no mencionadas. Las tablas C4.3-1 y C4.3-2 se ofrecen como guía en el ejercicio de dicha autoridad.

Al seleccionar la ocupación y el uso para el diseño de un edificio estructura, el propietario del edificio debe considerar la posibilidad de cambios posteriores de ocupación que involucren cargas más pesadas que las originalmente contempladas. No se debe seleccionar necesariamente la carga más ligera adecuada para la primera ocupación. El propietario del edificio debe asegurarse de que una carga viva superior a la que la autoridad competente haya aprobado para un piso o un techo no se coloque, o haga que se coloque, en ningún piso o techo de un edificio u otra estructura.

Para solicitar una opinión informada específica con respecto a las cargas de diseño en la Tabla 4.3-1, se seleccionó un panel de 25 ingenieros estructurales distinguidos. Se realizó un Delphi (Corotis et al. 1981) con este panel en el que se solicitaron valores de diseño y razones de apoyo para cada tipo de ocupación. La información fue resumida y recirculada a los miembros del panel para una segunda ronda de respuestas. Se incluyeron aquellas ocupaciones para las que se reafirmaron las cargas de diseño anteriores y aquellas para las que hubo consenso para el cambio.

Es bien sabido que las cargas de piso medidas en una carga viva normalmente están muy por debajo de los valores de diseño actuales (Peir y Cornell 1973; McGuire y Cornell 1974; Sentler 1975; Elling Wood y Culver 1977). Sin embargo, los edificios deben diseñarse para resistir las cargas máximas a las que es probable que estén sujetos durante algún período de referencia T, que suele tomarse como 50 años.

La Tabla C4.3-2 resume brevemente cómo se combinan los datos del estudio de carga con un análisis teórico del proceso de carga para algunos tipos de ocupación comunes e ilustra cómo se puede seleccionar una carga de diseño para una ocupación no especificada en la Tabla 4.3-1 (Chalk and Corotis 1980). La carga del piso normalmente presente para las funciones previstas de una ocupación determinada se denomina carga sostenida. Esta carga se modela como constante hasta que se produce un cambio en el inquilino o el tipo de ocupación. Un estudio de carga viva proporciona las estadísticas de la carga sostenida. La Tabla C4.3-2 proporciona la media,  $m_s$ , y la desviación estándar,  $\sigma_s$ , para áreas de referencia particulares. Además de la carga sostenida, es probable que un edificio esté sujeto a una serie de eventos de carga transitorios, extraordinarios, de alta intensidad y de duración relativamente corta (causados por hacinamiento en circunstancias especiales o de emergencia, concentraciones durante la remodelación y la me gusta). La información topográfica limitada y las consideraciones teóricas conducen a las medias,  $m_t$ , y las desviaciones estándar,  $\sigma_t$ , de las cargas transitorias únicas que se muestran en la Tabla C4.3-2.

La combinación de los procesos de carga sostenida y carga transitoria, con la debida consideración de las probabilidades de ocurrencia, conduce a estadísticas de la carga total máxima durante un período de referencia especificado.

periodo T. Las estadísticas de la carga total máxima dependen de la duración promedio de un arrendamiento individual,  $\bar{y}$ , la tasa media de ocurrencia de la carga transitoria,  $v_e$ , y el período de referencia, T.

Los valores medios se dan en la Tabla C4.3-2. La media de la carga máxima es similar, en la mayoría de los casos, a los valores de la Tabla 4.3-1 de cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas y, en general, es un valor de diseño adecuado.

La carga sobre el piso de 150 psf (7,18 kN/m<sup>2</sup>) también se aplica a las instalaciones típicas de gabinetes de archivo, siempre que el archivador de 36 pulg. (0,92 m) se mantiene el ancho mínimo del pasillo. Es improbable que los archivadores laterales o convencionales de cinco gavetas, incluso con dos niveles de estanterías apiladas encima de ellos, excedan la carga promedio en el piso de 150 psf (7,18 kN/m<sup>2</sup>), a menos que todas las gavetas y estantes estén llenos a su máxima capacidad con papel de densidad máxima. Tal condición es esencialmente un límite superior para el cual los factores de carga normales y los factores de seguridad aplicados al criterio de 150 psf (7,18 kN/m<sup>2</sup>) aún deberían proporcionar un diseño seguro.

Si la instalación de una estantería de biblioteca no se encuentra dentro de los límites de los parámetros que se especifican en la Sección 4.13, entonces el diseño debe tener en cuenta las condiciones reales. Por ejemplo, la carga del piso para el almacenamiento de películas de rayos X médicas puede superar fácilmente las 200 psf (9,58 kN/m<sup>2</sup>), principalmente debido a la mayor profundidad de los estantes. Las estanterías móviles para bibliotecas que ruedan sobre rieles también deben diseñarse para cumplir con los requisitos reales de la instalación específica, que pueden superar fácilmente los 300 psf (14,4 kN/m<sup>2</sup>). Las ubicaciones de los soportes de los rieles y los límites de deflexión se deben considerar en el diseño, y el ingeniero debe trabajar en estrecha colaboración con el fabricante del sistema para proporcionar una estructura útil.

Para la versión 2010 de la norma, se eliminó la disposición en la tabla de carga viva para "Marquesinas" con su requisito de carga distribuida de 75 psf (3,59 kN/m<sup>2</sup>), junto con "Techos utilizados para paseos marítimos" y su requisito de carga distribuida de 60 psf. (2,87 kN/m<sup>2</sup>) de carga. Tanto "marquesina" como "paseo marítimo" se consideran términos arcaicos que no se utilizan en ninguna otra parte de la norma o de los códigos de construcción, con la excepción de los listados en las tablas de carga viva. "Propósitos de paseo" es esencialmente un uso de asamblea y se identifica más claramente como tal.

"Marquesina" no se ha definido en esta norma, pero se ha definido en los códigos de construcción como una estructura techada que se proyecta hacia un derecho de paso público. Sin embargo, la relación entre una estructura y un derecho de paso no controla las cargas que se aplican a una estructura. Por lo tanto, la marquesina debe diseñarse con todas las cargas apropiadas para una estructura techada. Si la disposición de la estructura es tal que invita a la carga de ocupantes adicionales (por ejemplo, hay un acceso a la ventana que podría invitar a la carga para los espectadores de un desfile), se debe considerar la carga del balcón para el diseño.

Se reconoce que los balcones y las cubiertas a menudo tienen patrones de carga claramente diferentes a los de la mayoría de las habitaciones interiores. A menudo están sujetos a cargas vivas concentradas de personas

Tabla C4.3-1 Cargas Vivas Mínimas Uniformemente Distribuidas

Ocupación o Uso	Carga viva lb/ft <sup>2</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	Ocupación o Uso	Carga viva lb/ft <sup>2</sup> (kN/m <sup>2</sup> )
Aire acondicionado (espacio de máquinas)	200a (9,58)	laboratorios científicos	100 (4,79)
estructura del parque de atracciones	100a (4,79)	Lavanderías	150a (7,18)
Ático, no residencial		fabricación, hielo	300 (14,36)
no almacenamiento	25 (1,20)	Morgue	125 (6,00)
Almacenamiento	80a (3,83)	Plantas de impresión	
Panadería	150 (7,18)	Salas de composición	100 (4,79)
coberizo para botes, pisos	100a (4,79)	Salas de linotipia	100 (4,79)
Sala de calderas, enmarcada	300a (14,36)	Almacenamiento de papel	<sup>a</sup>
estudio de radiodifusión	100 (4,79) 10b	Salas de prensa	150a (7,18)
Techo, accesible enrasado	(0,48)	Vías del tren	<sup>F</sup>
Almacenamiento en frío		rampas	
Sin sistema aéreo	250c (11,97)	Hidroavión (ver Hangares)	
Sistema aéreo		Baños	60 (2,87)
Piso	150 (7,18)	Pistas	
Techo	250 (11,97)	Patinaje sobre hielo	250 (11,97)
Equipo de computadora	150a (7,18)	Patinaje sobre ruedas	100 (4,79)
Salas de audiencias	50–100 (2,40–4,79)	Almacenamiento, heno o grano	300a (14,36)
Dormitorios		Teatros	
no particionado	80 (3,83) 40	Vestidores	40 (1,92)
particionado	(1,92) 150a	Suelo de parrilla o galería de moscas:	
Sala de máquinas del ascensor	(7,18) 150a	Rejilla	60 (2,87)
sala de ventilador	(7,18) 600a	vigas de pozo	
Fundiciones	(28,73) 400	vigas de cabecera	250 lb/ft <sup>2</sup> (3,65 kN/m <sup>2</sup> ) por par
Cuartos de combustible, enmarcados	(19,15) 150	Riel de pasador	1000 lb/ft <sup>2</sup> (14,60 kN/m <sup>2</sup> )
invernaderos	(7,18) 150d	Sala de proyección	250 lb/ft <sup>2</sup> (3,65 kN/m <sup>2</sup> )
Hangares	(7,18) 100	cuartos de baño	100 (4,79)
piso de carga del incinerador	(4,79) 150a	Salas de transformadores	60 (2,87)
Cocinas, que no sean domésticas	(7,18)	Bóvedas, en oficinas	200a (9,58)

<sup>a</sup> Utilice el peso del equipo real o material almacenado cuando sea mayor. Tenga en cuenta que el equipo de servicio fijo se trata como una carga muerta en lugar de una carga viva.<sup>b</sup> Los techos registrables normalmente no están diseñados para soportar personas. El valor de esta tabla tiene por objeto tener en cuenta el almacenamiento ligero ocasional o la suspensión de artículos.

Si fuera necesario soportar el peso del personal de mantenimiento, se deberá prever.

<sup>c</sup> Más 150 lb/ft<sup>2</sup> (7,18 kN/m<sup>2</sup>) para camiones.

D Utilice cargas de carril de la Asociación Estadounidense de Autopistas Estatales y Transporte. También sujeto a no menos del 100% de la carga máxima por eje.

<sup>d</sup> Almacenamiento de papel 50 lb/ft<sup>2</sup> por pie (2,395 kN/m<sup>2</sup> por metro) de altura de piso libre.<sup>F</sup> Según lo requiera la compañía ferroviaria.

Tabla C4.3-2 Estadísticas típicas de carga viva

Ocupación o Uso	Carga topográfica		Carga transitoria		Constantes temporales			Media Máxima Carga lb/ft <sup>2</sup> (kN/m <sup>2</sup> )
	Sra	un s	un metro	un yt	b ys	c ve	T <sup>D</sup>	
	lb/ft <sup>2</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	(años)	(por año)	(años)				
Edificios de oficinas: oficinas Residencial <sup>a</sup>	10,9 (0,52)	5,9 (0,28)	8,0 (0,38)	8,2 (0,39)	8	1	50	55 (2,63)
inquilino ocupado	6,0 (0,29)	2,6 (0,12)	6,0 (0,29)	6,6 (0,32)	2		50	36 (1,72)
Ocupado por el propietario	6,0 (0,29)	2,6 (0,12)	6,0 (0,29)	6,6 (0,32)	10		50	38 (1,82)
Hoteles: habitaciones	4,5 (0,22)	1,2 (0,06)	6,0 (0,29)	5,8 (0,28)	5	1 1	50	46 (2,2)
Escuelas: aulas	12,0 (0,57)	2,7 (0,13)	6,9 (0,33)	3,4 (0,16)	1	20 1	100	34 (1,63)

<sup>a</sup> Para un área de 200 ft<sup>2</sup> (18,58 m<sup>2</sup>), excepto 1000 ft<sup>2</sup> (92,9 m<sup>2</sup>) para escuelas.<sup>b</sup> Duración de la ocupación media de carga sostenida.<sup>c</sup> Tasa media de ocurrencia de carga transitoria.<sup>D</sup> Período de referencia.

congregarse a lo largo del borde de la estructura (p. ej., para ver puntos de ventaja). Esta condición de carga se reconoce en la Tabla 4.3-1 como un incremento de la carga viva para el área servida, hasta el punto de satisfacer el requisito de carga para la mayoría de ocupaciones de reunión. Como siempre, el diseñador debe ser consciente de posibles patrones de carga inusuales en la estructura que no son cubiertos por estas normas mínimas.

Las cargas vivas mínimas aplicables a cubiertas con vegetación y las áreas ajardinadas dependen del uso del área del techo. La carga viva de 20 psf (0,96 kN/m<sup>2</sup>) para áreas desocupadas es la

misma carga que para las áreas típicas del techo y pretende representar la cargas causadas por actividades de mantenimiento y pequeñas decoraciones anexidades. La carga viva de 100 psf (4,79 kN/m<sup>2</sup>) para el techo áreas de reunión es el mismo que se prescribe para la construcción interior áreas porque el potencial para un grupo denso de ocupantes es similar. Otras ocupaciones dentro de las áreas de techos verdes deben tener la misma carga viva mínima especificada en la Tabla 4.3-1 para ese ocupación. El suelo y los pasillos, cercas, paredes y otras características de paisajismo se consideran cargas muertas de acuerdo con Sección 3.1.4.

**C4.3.2 Provisión para Particiones.** La versión de 2005 de la norma proporcionó la carga de partición mínima por primera vez, aunque el requisito de la carga se ha incluido durante muchos años. Históricamente, los códigos de construcción han requerido un valor de 20 psf (0,96 kN/m<sup>2</sup>). Esta carga, sin embargo, a veces se ha tratado como una carga muerta.

Suponiendo que una partición normal sería una pared de montantes con paneles de yeso de  $\frac{1}{2}$  pulgada (13 mm) en cada lado, 8 libras por pie cuadrado (0,38 kN/m<sup>2</sup>) según la Tabla C3.1-1, 10 pies (3,05 m) de altura, una carga de pared en el piso sería de 80 lb/ft<sup>2</sup> (1,16 kN/m<sup>2</sup>). Si las particiones están espaciadas a lo largo del área del piso creando habitaciones en una cuadricula de 10 pies (3,05 m) en el centro, lo que sería un espacio extremadamente denso en toda la bahía, la carga distribuida promedio sería de 16 libras por pie cuadrado (0,77 kN/m<sup>2</sup>). Un valor de diseño de 15 psf (0,72 kN/m<sup>2</sup>) se considera razonable porque no es probable que las particiones estén espaciadas tan cerca en áreas grandes. Los diseñadores deben considerar una carga de diseño mayor para las particiones si se anticipa una alta densidad de particiones.

**C4.3.3 Carga parcial.** Se pretende que se considere la intensidad total de la carga viva apropiadamente reducida sobre porciones de la estructura o miembro, así como una carga viva de la misma intensidad sobre la longitud total de la estructura o miembro.

Las cargas de longitud parcial sobre una viga o armadura simple producen un cortante mayor en una parte del claro que una carga de longitud total. Las cargas de "tablero de ajedrez" en curvas de varios pisos y paneles múltiples producen momentos positivos más altos que las cargas completas, mientras que las cargas a ambos lados de un soporte producen momentos negativos más altos. Las cargas sobre los medios vanos de arcos y cúpulas o sobre los dos cuartos centrales pueden ser críticas.

Para techos, todos los patrones de carga probables deben considerarse uniformes para las cargas vivas del techo que se reducen a menos de 20 lb/ft<sup>2</sup> (0,96 kN/m<sup>2</sup>) usando la Sección 4.8. Cuando se usa el valor total de la carga viva del techo (L<sub>r</sub>) sin reducción, se considera que existe una baja probabilidad de que la carga viva creada por los trabajadores de mantenimiento, el equipo y el material pueda ocurrir en un arreglo patrón. Cuando una carga viva uniforme del techo es causada por la ocupación, se debe considerar la carga parcial o patrón sin importar la magnitud de la carga uniforme. Los voladizos no deben depender de una posible carga viva en el tramo de anclaje para el equilibrio.

#### C4.4 CARGAS VIVAS CONCENTRADAS

La disposición de la Tabla 4.3-1 con respecto a las cargas concentradas soportadas por las armaduras del techo u otros miembros primarios del techo tiene por objeto proporcionar una situación común para la cual generalmente faltan requisitos específicos.

Los miembros primarios del techo son miembros estructurales principales, tales como armaduras, vigas y marcos del techo, que están expuestos a un piso de trabajo debajo, donde la falla de dicho miembro primario como resultado de su uso como puntos de unión para levantar o izar cargas podría conducir a la derrumbe del techo. Las vigas o vigas de un solo techo (donde hay múltiples miembros colocados uno al lado del otro en un espacio razonablemente pequeño de centro a centro, y donde la falla de un solo miembro de este tipo no provocaría el colapso del techo) no se consideran ser miembros primarios del techo.

#### C4.5 CARGAS SOBRE PASAMANOS, BARANDILLAS, AGARRE SISTEMAS DE BARRERA Y BARRERA PARA VEHÍCULOS, Y EN ESCALERAS FIJAS

**C4.5.1 Sistemas de pasamanos y barandas.** Las cargas que se pueden esperar que ocurrán en los sistemas de pasamanos y barandas dependen en gran medida del uso y la ocupación del área protegida. Para los casos en los que se pueden anticipar cargas extremas, como tramos largos y rectos de sistemas de barandas contra los cuales pueden surgir multitudes, se deben considerar aumentos apropiados en la carga.

**C4.5.2 Sistemas de barra de apoyo.** Cuando se proporcionan barras de apoyo para personas con discapacidades físicas, el diseño se rige por ICC/ANSI A117.1 Edificios e instalaciones accesibles y utilizables (2009).

**C4.5.3 Sistemas de barrera vehicular.** Los sistemas de barreras para vehículos pueden estar sujetos a cargas horizontales de vehículos en movimiento. Estas cargas horizontales pueden aplicarse normales al plano del sistema de barrera, paralelas al plano del sistema de barrera o en cualquier ángulo intermedio. Las cargas en garajes para camiones y autobuses pueden obtenerse de las disposiciones contenidas en las Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD, 7.<sup>a</sup> edición, 2014, con revisiones provisionales de 2015.

**C4.5.4 Escaleras Fijas.** Esta disposición se introdujo en la norma en 1998 y es consistente con las disposiciones para escaleras.

Las extensiones de los rieles laterales de las escaleras fijas suelen ser flexibles y débiles en la dirección lateral. OSHA (2014a) requiere extensiones de barandas laterales, solo con requisitos geométricos específicos. La carga provista se introdujo en la norma en 1998 y se determinó sobre la base de una persona de 250 lb (1,11 kN) parada en un peldaño de la escalera y teniendo en cuenta ángulos razonables de tracción en la extensión del riel.

#### C4.6 CARGAS DE IMPACTO

Las gradas, estadios y estructuras de reunión similares pueden estar sujetas a cargas causadas por multitudes que se balancean al unísono, se ponen de pie de salto o pisotean. Se advierte a los diseñadores que se debe considerar la posibilidad de tales cargas.

Las cargas de los ascensores se cambian en el estándar de un factor de impacto directo del 100 % a una referencia a ASME A17 (2013). Las disposiciones de ASME A17 incluyen el factor de impacto del 100 %, junto con los límites de deflexión de los elementos aplicables.

**C4.6.4 Elementos de Soporte de Montacargas para Acceso a Fachadas y Equipos de Mantenimiento de Edificios.** La Administración de Salud y Seguridad Ocupacional (OSHA) exige que las plataformas de acceso a la fachada que se utilizan para el mantenimiento de edificios cumplan con los requisitos de la Norma 1910.66, Plataformas motorizadas para el mantenimiento de edificios (OSHA 2014b). OSHA exige que los anclajes y los componentes del edificio sean capaces de sostener sin fallar una carga de al menos cuatro veces la carga nominal del polipasto (es decir, la carga máxima anticipada o el peso total de la plataforma suspendida más los ocupantes y el equipo) aplicada o transmitida al componentes y anclajes. Una carga viva de diseño de 2,5 veces la carga nominal, cuando se combina con un factor de carga viva de 1,6, da como resultado una carga mayorada total de 4,0 veces la carga nominal, lo que cumple con los requisitos de OSHA. También se debe tener en cuenta que cuando se utiliza el diseño de tensión admisible (ASD), 2,5 veces la carga nominal dará como resultado un diseño comparable cuando se utiliza un factor de seguridad de 1,6 para determinar las tensiones admisibles. Este requisito de carga no se basa estadísticamente, pero OSHA tiene la intención de abordar escenarios de caídas y bloqueos accidentales, así como las fuerzas de arranque y parada que las plataformas experimentan día a día. También proporciona un pequeño margen de seguridad en relación con situaciones en las que una plataforma suspendida queda colgada en una fachada mientras asciende, lo que permite que los polipastos apliquen grandes fuerzas sobre los elementos de soporte. OSHA permite que los polipastos generen fuerzas en servicio de hasta tres veces su carga nominal. Estas cargas deben aplicarse en la(s) misma(s) dirección(es) en que se espera que ocurran.

Las disposiciones de OSHA (2014c) (CFR 1926.451) relacionadas con las actividades de "construcción" también requieren que el equipo de soporte pueda soportar al menos 1,5 veces la carga de parada del polipasto soportado.

Dado que OSHA define "construcción" de manera bastante amplia (incluye actividades como pintar y colgar letreros), la mayoría de los equipos se utilizan para trabajos de "construcción", lo que significa que debe tener la

resistencia requerida por las disposiciones de construcción de OSHA. La carga de parada multiplicada por el factor de carga viva de 1,6 supera ligeramente el requisito de OSHA de 1,5 veces la carga de parada.

**C4.6.5 Detención de caídas y anclajes de línea de vida.** La Administración de Salud y Seguridad Ocupacional (OSHA) requiere que los anclajes de las cuerdas salvavidas sean capaces de sostener sin fallar una carga máxima de 5000 lb (22,2 kN) por cada persona unida. El uso de una carga viva de diseño de 3100 lb (13,8 kN), cuando se combina con un factor de carga viva de 1,6, da como resultado una carga factorizada total de 4960 lb (22,1 kN), que esencialmente coincide con los requisitos de OSHA para anclajes de línea de vida. También se debe tener en cuenta que cuando se usa ASD, una carga viva de diseño de 3100 lb (13,8 kN) da como resultado un diseño comparable cuando se usa un factor de seguridad de 1,6 para determinar las tensiones admisibles. OSHA pretende que esta carga de línea de vida aborde las cargas de detención de caídas que pueden ocurrir y ocurren razonablemente en eslingas típicas para arneses para el cuerpo, que son muy variables.

#### C4.7 REDUCCIÓN DE CARGAS VIVAS UNIFORMES

**C4.7.1 Generalidades.** El concepto y los métodos para determinar las reducciones de carga viva de los miembros en función de la carga viva de un miembro.

El área de influencia, AI, se introdujo por primera vez en esta norma en 1982 y fue el primer cambio de este tipo desde que se introdujo el concepto de reducción de la carga viva hace más de 40 años. La fórmula revisada es el resultado de datos de encuestas y análisis teóricos más extensos ([Harris et al. 1981](#)). El cambio de formato a un multiplicador de reducción da como resultado una fórmula que es simple y más conveniente de usar. Se ha demostrado que el uso del área de influencia, ahora definida como una función del área tributaria, AT , en una sola ecuación brinda una confiabilidad más Ebásica de la probabilidad de diseño efectivo aquella superficie sobre la que se ejerce la influencia

superficie para efectos estructurales es significativamente diferente de cero.

El factor KLL es la relación entre el área de influencia (AI) de un miembro y su área tributaria (AT ), es decir,  $KLL = AI/AT$  , y se utiliza para definir mejor el área influencia de un miembro en función de su zona tributaria. La Fig. [C4.7.1](#) ilustra las áreas de influencia típicas y las áreas tributarias de una estructura con espaciamientos de bahías regulares. La Tabla 4.7-1 ha establecido los valores de KLL (derivados de los valores de KLL calculados ) que se utilizarán en la ecuación. (4.7-1) para una variedad de miembros estructurales y configuraciones. Los valores KLL calculados varían para miembros de columnas y vigas que tienen una construcción en voladizo adyacente, como se muestra en la Fig. [C4.7-1](#), y los valores de la Tabla 4.7-1 se han establecido para estos casos para dar como resultado reducciones de carga viva que

FIGURA C4.7-1 Áreas Tributarias y de Influencia Típicas

son ligeramente conservadores. Para formas inusuales, se debe aplicar el concepto de efecto de influencia significativa.

Un ejemplo de un miembro sin provisiones para la transferencia continua de cortante normal a su luz sería una viga en T prefabricada o una viga en doble T que puede tener una junta de expansión a lo largo de una o ambas alas o que puede tener solo lengüetas de soldadura intermitentes a lo largo de los bordes de la viga. las bridas Dichos miembros no tienen la capacidad de compartir cargas ubicadas dentro de sus áreas tributarias con miembros adyacentes, lo que resulta en  $KLL = 1$  para este tipo de miembros.

Se permiten reducciones para losas en dos direcciones y para vigas, pero se debe tener cuidado al definir el área de influencia apropiada.

Para pisos múltiples, se suman las áreas de los miembros que soportan más de un piso.

La fórmula proporciona una transición continua de cargas no reducidas a cargas reducidas. El valor más pequeño permitido del multiplicador de reducción es 0,4 (lo que proporciona una reducción máxima del 60 %), pero existe un mínimo de 0,5 (lo que proporciona una reducción del 50 %) para miembros con una carga contributiva de un solo piso.

**C4.7.3 Cargas Vivas Pesadas.** En el caso de ocupaciones que involucren cargas vivas básicas relativamente pesadas, como edificios de almacenamiento, varios paneles de piso adyacentes pueden estar completamente cargados. Sin embargo, los datos obtenidos en edificios reales indican que rara vez se carga un piso con una carga viva real promedio de más del 80% de la carga viva nominal promedio. Parece que la carga viva básica no debería reducirse para el diseño de piso y viga, pero podría reducirse hasta un 20% para el diseño de miembros que soportan más de un piso. En consecuencia, este principio se ha incorporado en el requisito recomendado.

**C4.7.4 Garajes para vehículos de pasajeros.** A diferencia de las cargas vivas en los edificios residenciales y de oficinas, que generalmente son espacialmente aleatorias, las cargas en los garajes de estacionamiento son causadas por vehículos estacionados en patrones regulares, y los garajes suelen estar llenos. Por lo tanto, no se aplica la lógica detrás de la reducción según el área para otras cargas vivas. Se realizó una encuesta de carga de los pesos de los vehículos en nueve estacionamientos comerciales en cuatro ciudades de diferentes tamaños ([Wen y Yeo 2001](#)). Se llevaron a cabo análisis estadísticos de los efectos de la carga máxima en vigas y columnas causados por las cargas de los vehículos durante la vida útil del garaje utilizando los resultados de la encuesta. Se investigaron los efectos dinámicos en la plataforma causados por los movimientos del vehículo y en la rampa causados por el impacto. Las cargas distribuidas uniformemente equivalentes (EUDL) que producirían la fuerza axial máxima de la columna y el momento de flexión de la viga en el centro del vano durante su vida útil se estiman de forma conservadora en 34,8 psf (1,67 kN/m<sup>2</sup>). El EUDL no es sensible a la variación del tamaño de la bahía. Sin embargo, en vista del posible impacto de vehículos muy pesados en el futuro, como los vehículos utilitarios deportivos, se recomienda una carga de diseño de 40 libras por pie cuadrado (1,95 kN/m<sup>2</sup>) sin tener en cuenta la reducción según el área de bahía.

En comparación con la carga viva de diseño de 50 psf (2,39 kN/m<sup>2</sup>) proporcionada en ediciones anteriores de la norma, la carga de diseño contenida en este documento representa una reducción del 20 %, pero aún es un 33 % más alta que las 30 psf (1,44 kN/m<sup>2</sup>) que se obtendría si se aplicara una reducción basada en el área al valor de 50 psf (2,39 kN/m<sup>2</sup>) para bahías grandes, como lo permiten la mayoría de las normas. También se encuentra que la variabilidad del efecto de la carga máxima del garaje de estacionamiento es pequeña, con un coeficiente de variación inferior al 5 % en comparación con el 20 % al 30 % para la mayoría de las demás cargas vivas. La implicación es que cuando se usa un factor de carga viva de 1,6 en el diseño, se incorpora un conservadurismo adicional de tal manera que el valor recomendado también sería lo suficientemente conservador para el estacionamiento de propósito especial (por ejemplo, estacionamiento con valet) donde los vehículos pueden estar estacionados con mayor densidad, provocando un mayor efecto de carga. Por lo tanto, se consideró que el valor de diseño de 50 psf (2,39 kN/m<sup>2</sup>) era demasiado conservador y se puede reducir a 40 psf (1,95 kN/m<sup>2</sup>) sin sacrificar la integridad estructural abordado en ASCE 7.

En vista del gran efecto de carga producido por un solo vehículo pesado (hasta 10 000 lb (44,48 kN)), la carga concentrada actual de 2000 lb (8,90 kN) debe aumentarse a 3000 lb (13,34 kN) actuando sobre un área de 4,5 in. x 4,5 in. (0,11 m x 0,11 m), que representa la carga provocada por un gato en el cambio de neumáticos.

**C4.7.6 Limitaciones sobre lasas en una dirección.** Las lasas unidireccionales se comportan de manera similar a las lasas bidireccionales, pero no se benefician de tener una mayor redundancia que resulta de la acción bidireccional. Por esta razón, es apropiado permitir una reducción de la carga viva para las lasas en una dirección, pero restringir el área tributaria, AT , a un área que sea el producto de la luz de [que esta por una resultante de una relación de aspecto menor que el de 10:5](#). Para lasas en una dirección con relaciones de aspecto superiores a 1,5, el efecto es dar una carga viva algo mayor (donde se ha permitido una reducción) que para lasas en dos direcciones con la misma relación.

Los miembros, tales como las lasas alveolares, que tienen lechadas continuas de cortante a lo largo de sus bordes y se abren en una sola dirección, se consideran como lasas en una dirección para la reducción de la carga viva, aunque puedan tener una transferencia continua de cortante normal a sus luces. .

#### C4.8 REDUCCIÓN DE LAS CARGAS VIVAS DEL TECHO

**C4.8.2 Techos, Toldos y Pabellones Ordinarios.** Los valores especificados en la Ec. (4.8-1) que actúan verticalmente sobre el área proyectada han sido seleccionadas como cargas vivas mínimas del techo, incluso en localidades donde cae poca o ninguna nevada. Esto se debe a que se considera necesario prever cargas ocasionales provocadas por la presencia de trabajadores y materiales durante las operaciones de reparación.

**C4.8.3 Techos Ocupables.** Los diseñadores deben considerar cualquier carga muerta adicional que puedan imponer los materiales de jardinería saturados además de la carga viva requerida en la Tabla 4.3-1. Las cargas relacionadas con la ocupación en los techos son cargas vivas (L) normalmente asociadas con el diseño de pisos en lugar de cargas vivas del techo (L<sub>r</sub>) y pueden reducirse de acuerdo con las disposiciones para cargas vivas en la Sección 4.7 en lugar de la Sección 4.8.

#### C4.9 CARGAS DE GRÚAS

Todos los componentes de apoyo de las grúas puente y las grúas monorail en movimiento, incluidas las vigas de rodadura, los soportes, los arriostramientos y las conexiones, deben estar diseñados para soportar la carga máxima de la rueda de la grúa y el impacto vertical, las fuerzas laterales y longitudinales inducidas por la grúa en movimiento. . Además, las vigas de la pista deben diseñarse para las fuerzas de parada de la grúa. Los métodos para determinar estas cargas varían según el tipo de sistema de grúa y soporte. MHI (2009, 2010a,b) y MBMA ([2012](#)) describen tipos de grúas puente y grúas monorail.

Las grúas descritas en estas referencias incluyen grúas puente de desplazamiento superior con carro de desplazamiento superior, grúas puente suspendidas y grúas monorail suspendidas. AIST ([2003](#)) proporciona requisitos más estrictos para los diseños de carriles de grúas que son más apropiados para sistemas de grúas de mayor capacidad o mayor velocidad.

#### C4.11 CARGAS DE HELIPUERTO

**C4.11.1 Generalidades.** Las disposiciones para helipuertos se agregaron a la norma en 2010. Para la norma, el término "helipuertos" se usa para referirse específicamente a la superficie estructural. En los códigos de construcción y otras referencias, se puede usar una terminología diferente al describir los helipuertos, por ejemplo, helipuertos, heliparadas, pero las distinciones entre estos no son relevantes para la estructura.

Aunque estas estructuras están destinadas específicamente a mantenerse libres de cargas de ocupantes que no sean helicópteros en las áreas de aterrizaje y rodaje, el requisito de carga uniforme es mínimo para garantizar un grado de construcción sustancial y el potencial para resistir los efectos de eventos inusuales.

Se puede encontrar información adicional sobre el diseño de helipuertos en el Anexo 14 del Convenio sobre Aviación Civil Internacional, Aeródromos, Volumen II ([OACI 2013](#)).

**C4.11.2 Cargas concentradas de helicópteros.** Las cargas concentradas aplicadas por separado de las cargas distribuidas están destinadas a cubrir las cargas primarias del helicóptero. El diseñador siempre debe considerar la geometría del helicóptero base de diseño para aplicar las cargas de diseño. Se utiliza un factor de 1,5 para abordar las cargas de impacto (dos cargas concentradas únicas de 0,75 veces el peso máximo de despegue) para tener en cuenta un aterrizaje forzoso con muchos tipos de tren de aterrizaje. El diseñador debe ser consciente de que algunas configuraciones de helicópteros, en particular aquellas con tren de aterrizaje rígido, podrían resultar en factores de impacto sustancialmente más altos que deben ser considerados.

La carga concentrada de 13,35 kN (3000 lb) está destinada a cubrir las actividades de mantenimiento, similar a la carga del gato para un estacionamiento.

#### C4.13 SALONES DE LA BIBLIOTECA

Cuando la instalación de estanterías de la biblioteca no se encuentre dentro de los límites de los parámetros que se especifican en la Sección 4.13 y la Tabla 4.3-1, el diseño debe tener en cuenta las condiciones reales. Por ejemplo, la carga del piso para el almacenamiento de películas de rayos X médicas puede superar fácilmente las 200 psf (9,58 kN/m<sup>2</sup>), principalmente debido a la mayor profundidad de los estantes. Las estanterías móviles para bibliotecas que ruedan sobre rieles también deben diseñarse para cumplir con los requisitos reales de la instalación específica, que pueden superar fácilmente los 300 psf (14,4 kN/m<sup>2</sup>). Las ubicaciones de los soportes de los rieles y los límites de deflexión deben considerarse en el diseño, y el ingeniero debe trabajar en estrecha colaboración con el fabricante del sistema para proporcionar una estructura útil.

#### C4.14 ASIENTOS PARA USOS DE ASAMBLEA

Las cargas laterales se aplican a "estadios y arenas" y a "gradas de revisión, tribunas y gradas". Sin embargo, no se aplica a "gimnasios: pisos principales y balcones". Se debe considerar la posibilidad de tratar los balcones de los gimnasios que tienen pisos escalonados para sentarse como arenas y que requieren las fuerzas de balanceo apropiadas.

#### C4.17 CARGAS DE PANELES SOLARES

**C4.17.1 Cargas de techo en paneles solares.** Estas disposiciones se agregan a la edición de 2016 de la norma para abordar la instalación de paneles solares en los techos de acuerdo con las prácticas actuales (Blaney y LaPlante 2013). Estas disposiciones permiten la compensación de la carga viva del techo donde el espacio debajo del panel solar se considera inaccesible. La dimensión de 24 pulg. (610 mm) fue elegida como la distancia vertical clara ya que es consistente con

los requisitos publicados existentes para los sistemas de paneles solares y también es una altura mínima típica permitida para el acceso dentro o fuera de los espacios.

**C4.17.3 Estructuras de techo de rejilla abierta que soportan paneles solares.** Esta sección reduce la carga viva del techo uniforme para estructuras de construcción tales como cocheras y estructuras de sombra, que no incluyen cubierta de techo o revestimiento, al valor de la carga viva mínima uniforme del techo permitida por la Sección 4.8.2. El requisito de carga viva del techo concentrada en la Tabla 4.3-1 no se modifica en esta sección.

#### REFERENCIAS

- Asociación Estadounidense de Funcionarios de Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO). Especificaciones de diseño de puentes LRFD, 7.<sup>a</sup> edición, 2014, con revisiones provisionales de 2015, AASHTO, Washington, DC.
- Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME). (2013). Código de seguridad estándar nacional estadounidense para ascensores y escaleras mecánicas. ASME, Nueva York, A17.
- Asociación de Tecnologías del Hierro y el Acero (AIST). (2003). "Guía para el diseño y construcción de edificios de molinos". tecnología Informe No. 13, AISE, Warrendale, PA.
- Blaney, C. y LaPlante, R. (2013). "Cargas vivas de diseño recomendadas para paneles solares en la azotea". Proc., Convención SEAOC, 264–278.
- Chalk, PL y Corotis, RB (1980). "Modelo de probabilidad para el diseño en vivo cargas." J. Estructura. División, 106(10), 2017–2033.
- Corotis, RB, Harris, JC y Fox, RR (1981). "Métodos Delphi: Teoría y aplicación de carga de diseño". J. Estructura. División, 107(6), 1095–1105.
- Ellingwood, BR y Culver, CG (1977). "Análisis de cargas vivas en edificios de oficinas." J. Estructura. División, 103(8), 1551–1560.
- Harris, ME, Bova, CJ y Corotis, RB (1981). "Procesos dependientes del área para cargas vivas estructurales". J. Estructura. División, 107(5), 857–872.
- Organización de Aviación Civil Internacional (OACI). (2013). Anexo 14 al convenio sobre aviación civil internacional, aeródromos, vol. II: Helipuertos.
- CCI/ANSI. (2009). "Edificios e Instalaciones Accesibles y Utilizables". A117.1. Consejo Internacional de Códigos, Washington, DC
- McGuire, RK y Cornell, CA (1974). "Efectos de carga viva en edificios de oficinas". J. Estructura. División, 100(7), 1351–1366.
- Asociación de Fabricantes de Construcción Metálica (MBMA). (2012). edificio metalico manual de sistemas, MBMA, Cleveland, OH.
- MHI. (2010a). "Especificaciones para grúas viajeras aéreas eléctricas de múltiples vigas tipo puente y pórtico". No. 70-2010, MHI, Charlotte, NC.
- MHI (2010b). "Especificaciones para grúas eléctricas aéreas de una sola viga de funcionamiento superior e inferior que utilizan un polipasto de trole de funcionamiento inferior". N° 74-2010. MHI, Charlotte, Carolina del Norte.
- MHI. (2009). "Especificaciones para sistemas de monorail y grúas suspendidas sobre rieles patentados". No. MH 27.1-2009, MHI, Charlotte, NC.
- Administración de Seguridad y Salud Ocupacional (OSHA). (2014a). "Código de regulaciones federales, Sección 1910.27." Normas OSHA, Washington, DC.
- OSHA. (2014b). "Plataformas motorizadas para el mantenimiento de edificios". Código de reglamentos federales, Sección 1910.66. Normas OSHA, Washington, DC.
- OSHA. (2014c). "Normas de seguridad para andamios utilizados en la industria de la construcción". Código de reglamentos federales, Sección 1926.451. Estándares OSHA, Washington, DC.
- Peir, JC y Cornell, CA (1973). "Variabilidad espacial y temporal de la vida cargas." J. Estructura. Div., 99(5), 903–922.
- Sentler, L. (1975). "Un modelo estocástico para cargas vivas en los pisos de los edificios". Informe No. 60, Instituto de Tecnología de Lund, División de Tecnología de la Construcción, Lund, Suecia.
- Wen, YK y Yeo, GL (2001). "Diseñar cargas vivas para turismos estacionamientos." J. Estructura. Eng., 127(3), 280–289.

## CAPÍTULO C5

### CARGAS DE INUNDACION

#### C5.1 GENERALIDADES

Esta sección presenta información para el diseño de edificios y otras estructuras en áreas propensas a inundaciones. Los profesionales del diseño deben ser conscientes de que existen diferencias importantes entre las características de las inundaciones, las cargas de las inundaciones y los efectos de las inundaciones en las zonas ribereñas y costeras (p. ej., el potencial de los efectos de las olas es mucho mayor en las zonas costeras, la profundidad y la duración de las inundaciones pueden ser mucho mayores en las áreas ribereñas, la dirección del flujo en las áreas ribereñas tiende a ser más predecible, y la naturaleza y la cantidad de escombros arrastrados por las inundaciones varía entre las áreas ribereñas y costeras).

Gran parte del ímpetu para el diseño resistente a las inundaciones proviene de las iniciativas patrocinadas por el gobierno federal de mitigación de daños por inundaciones y seguros contra inundaciones, tanto a través del trabajo del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. como del Programa Nacional de Seguros contra Inundaciones (NFIP). El NFIP se basa en un acuerdo entre el gobierno federal y las comunidades participantes que han sido identificadas como propensas a inundaciones. La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), a través de la Administración Federal de Seguros y Mitigación (FIMA), pone a disposición de los residentes de las comunidades un seguro contra inundaciones siempre que la comunidad adopte y haga cumplir las normas adecuadas de gestión de llanuras aluviales que cumplan con los requisitos mínimos.

Incluidos en los requisitos del NFIP, que se encuentran bajo el Título 44 del Código de Regulaciones Federales de EE. UU. ([FEMA 1999b](#)), se encuentran los estándares mínimos de construcción y diseño de edificios para edificios y otras estructuras ubicadas en áreas especiales de riesgo de inundación (SFHA).

Las áreas especiales de riesgo de inundación son aquellas identificadas por FEMA como sujetas a inundación durante la inundación de 100 años. Los SFHA se muestran en los mapas de tasas de seguro contra inundaciones (FIRM), que se producen para comunidades propensas a inundaciones. Los SFHA se identifican en los FIRM como zonas A, A1-30, AE, AR, AO y AH, y en áreas costeras de alto peligro como V1-30, V y VE. La SFHA es el área en la que las comunidades deben hacer cumplir las prácticas de construcción y diseño resistentes a los daños por inundación que cumplen con el NFIP.

Antes de diseñar una estructura en un área propensa a inundaciones, los profesionales del diseño deben comunicarse con el funcionario de construcción local para determinar si el sitio en cuestión está ubicado en una SFHA u otra área propensa a inundaciones que esté regulada por las normas de administración de llanuras aluviales de la comunidad. Si la estructura propuesta está ubicada dentro de la llanura aluvial reglamentaria, los funcionarios de construcción locales pueden explicar los requisitos reglamentarios.

Las respuestas a preguntas específicas sobre diseño resistente a inundaciones y prácticas de construcción pueden dirigirse a la división de mitigación de cada una de las oficinas regionales de FEMA. FEMA tiene oficinas regionales que están disponibles para ayudar a los profesionales del diseño.

#### C5.2 DEFINICIONES

Se agregaron tres nuevos conceptos con ASCE 7-98. En primer lugar, se introdujo el concepto de inundación de diseño. La inundación del diseño

será, como mínimo, equivalente a la inundación que tiene un 1% de probabilidad de ser igualada o superada en un año determinado (es decir, la inundación base o la inundación de 100 años, que sirvió como base de carga en ASCE 7-95). En algunos casos, la inundación de diseño puede exceder la inundación base en elevación o extensión espacial; este exceso ocurrirá cuando una comunidad haya designado una inundación mayor (frecuencia más baja, período de retorno más alto) como la inundación a la que la comunidad regulará la construcción nueva.

Muchas comunidades han optado por regular a un estándar de inundación más alto que los requisitos mínimos del NFIP. Esas comunidades pueden hacerlo de varias maneras. Por ejemplo, una comunidad puede requerir que la nueva construcción se eleve una distancia vertical específica por encima de la elevación base de la inundación (esto se conoce como "francobordo"); una comunidad puede seleccionar una inundación de menor frecuencia como su inundación reglamentaria; o una comunidad puede realizar estudios hidrológicos e hidráulicos, en los que se basan los mapas de riesgo de inundación, de una manera diferente al Estudio de Seguro contra Inundaciones preparado por el NFIP (p. ej., la comunidad puede completar estudios de riesgo de inundación en función de las condiciones de desarrollo en el momento de la construcción), en lugar de seguir el procedimiento NFIP, que utiliza las condiciones existentes en el momento en que se completan los estudios; la comunidad puede incluir cuencas hidrográficas de menos de 1 milla<sup>2</sup> (2,6 km<sup>2</sup>) de tamaño en su análisis, en lugar de seguir el procedimiento NFIP, que ignora las cuencas hidrográficas menores de 1 mi<sup>2</sup> [2,6 km<sup>2</sup>]).

El uso del concepto de inundación de diseño asegurará que los requisitos de esta norma no sean menos restrictivos que los requisitos de una comunidad donde esa comunidad ha elegido exceder los requisitos mínimos del NFIP. En los casos en que una comunidad haya adoptado los requisitos mínimos del NFIP, la inundación de diseño descrita en este estándar será la inundación base predeterminada.

En segundo lugar, esta norma también utiliza los términos "área de peligro de inundación" y "mapa de peligro de inundación" para corresponder y mostrar las áreas afectadas por la inundación de diseño. Una vez más, en los casos en que una comunidad ha adoptado los requisitos mínimos del NFIP, el área de riesgo de inundación se establece de manera predeterminada en SFHA del NFIP y el mapa de riesgo de inundación se establece de manera predeterminada en FIRM.

En tercer lugar, el concepto de Zona A Costera se utiliza para facilitar la aplicación de las combinaciones de carga contenidas en el Capítulo 2 de esta norma. Las Zonas A costeras se encuentran tierra adentro de las Zonas V, o tierra adentro de una costa abierta donde las Zonas V no han sido mapeadas (p. ej., las costas de los Grandes Lagos). Las Zonas A costeras están sujetas a los efectos de las olas, los flujos de alta velocidad y la erosión, aunque no en la medida en que lo están las Zonas V. Al igual que las Zonas V, las fuerzas de inundación en las Zonas costeras A estarán altamente correlacionadas con los vientos costeros o la actividad sísmica costera.

Las Zonas A costeras no están delineadas en los mapas de riesgo de inundación preparados por FEMA, pero son zonas donde los diseñadores deben tener en cuenta las fuerzas de las olas y el potencial de erosión. La siguiente guía se ofrece a los diseñadores como ayuda para determinar

si una Zona A en un área costera puede considerarse o no una Zona A Costera.

Para que exista una zona costera A, se requieren dos condiciones: (1) una profundidad de inundación de aguas tranquilas mayor o igual a 2,0 pies (0,61 m) y (2) alturas de olas rompientes mayores o iguales a 1,5 pies (0,46 metros). Tenga en cuenta que el requisito de profundidad de aguas tranquilas es necesario, pero no es suficiente por sí solo, para convertir un área en una zona costera A. Muchas Zonas A tendrán profundidades de inundación de aguas tranquilas superiores a 2,0 pies (0,61 m), pero no experimentarán alturas de olas rompientes mayores o iguales a 1,5 pies (0,46 m) y, por lo tanto, no deben considerarse Zonas A costeras. Las alturas de las olas en un sitio dado se pueden determinar utilizando los procedimientos descritos en el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. ([\(2002\)](#) o referencias similares.

El criterio de altura de ola rompiente de 1,5 pies (0,46 m) se desarrolló a partir de inspecciones de daños posteriores a inundaciones, que muestran que el daño y la erosión de las olas a menudo ocurren en zonas A mapeadas en áreas costeras, y a partir de pruebas de laboratorio en muros rompibles que muestran que las olas rompientes 1,5 pies (0,46 m) de altura son capaces de causar fallas estructurales en las paredes de estructura de madera (FEMA 2000).

### C5.3 REQUISITOS DE DISEÑO

Las Secciones 5.3.4 (que trata sobre el diseño y la construcción de la Zona A) y 5.3.5 (que trata sobre el diseño y la construcción de la Zona V) de ASCE 7-98 se eliminaron en la preparación de la edición de 2002 de esta norma. Estas secciones resumieron los principios básicos del diseño y la construcción resistentes a las inundaciones (elevación del edificio, un coraje, cimientos, cerramientos por debajo del nivel de inundación del diseño [DFE], muros separables, etc.). Parte de la información contenida en estas secciones eliminadas se incluyó en la Sección 5.3, comenzando con ASCE 7-02, y también se remite al profesional de diseño a la norma 24 de ASCE/SEI (Diseño y construcción resistente a inundaciones) para obtener orientación específica.

**C5.3.1 Cargas de diseño.** Las cargas de viento y las cargas de inundación pueden actuar simultáneamente en las costas, particularmente durante huracanes y tormentas costeras. Esto también puede ser cierto durante tormentas severas en las costas de grandes lagos y durante inundaciones fluviales de larga duración.

**C5.3.2 Erosión y socavación.** El término "erosión" indica una disminución de la superficie del suelo en respuesta a una inundación o en respuesta a la recesión gradual de la costa. El término "socavación" indica un descenso localizado de la superficie del suelo durante una inundación, debido a la interacción de las corrientes y/o las olas con un elemento estructural. La erosión y la socavación pueden afectar la estabilidad de los cimientos y pueden aumentar la profundidad de la inundación local y las cargas de inundación que actúan sobre los edificios y otras estructuras. Por estas razones, la erosión y la socavación se deben considerar durante los cálculos de carga y el proceso de diseño. Los profesionales del diseño a menudo aumentan la profundidad del empotramiento de los cimientos para mitigar los efectos de la erosión y la socavación y, a menudo, ubican los edificios lejos de las costas en retroceso (contratiempos de construcción).

**C5.3.3 Cargas en Muros Desprendibles.** Los reglamentos de gestión de llanuras aluviales requieren que los edificios en áreas costeras de alto riesgo se eleven ao por encima de la elevación de inundación de diseño mediante una base de pilotes o columnas. El espacio debajo del DFE debe estar libre de obstrucciones para permitir el paso libre de olas y aguas de alta velocidad debajo del edificio ([FEMA 1993](#)). Las reglamentaciones de gestión de llanuras aluviales generalmente permiten que el espacio debajo del DFE esté encerrado con mosquiteros, celosías abiertas o paredes separables. Se hacen excepciones locales en ciertos casos para muros cortantes, cortafuegos, huecos de ascensores y

cubo de la escalera. Consulte con la autoridad competente para conocer los requisitos específicos relacionados con obstrucciones, cerramientos y paredes separables.

Cuando se usen muros separables, deben cumplir con los requisitos prescriptivos de las reglamentaciones del NFIP o estar certificados por un ingeniero o arquitecto profesional registrado como diseñados para cumplir con los requisitos de rendimiento del NFIP. Debe entenderse que cumplir con los requisitos de rendimiento del NFIP significa que la estructura a la que se unen los muros separables debe soportar las dos siguientes: 1) combinaciones de carga, incluidas las cargas de inundación que actúan sobre la estructura y los muros separables, hasta el punto del muro separable colapso, y 2) combinaciones de carga, incluidas las cargas de inundación que actúan sobre la estructura que permanece después del colapso por ruptura, para condiciones de inundación entre las que causan el colapso del muro por ruptura y las asociadas con la inundación de diseño.

Los requisitos prescriptivos exigen diseños de muros separables destinados a derrumbarse con cargas de no menos de 10 psf (0,48 kN=m<sup>2</sup>) y no más de 20 psf (0,96 kN=m<sup>2</sup>). Dado que las cargas de viento o terremoto a menudo superan las 20 libras por pie cuadrado (0,96 kN=m<sup>2</sup>), los muros de desprendimiento se pueden diseñar para cargas más altas, siempre que el diseñador certifique que los muros han sido diseñados para desprendimiento antes de que se alcancen las condiciones de inundación base, sin dañar la estructura elevada, edificio o sus cimientos. FEMA ([\(1999a\)](#)) brinda orientación sobre cómo cumplir con los requisitos de desempeño para la certificación.

### C5.4 CARGAS DURANTE INUNDACIONES

**C5.4.1 Base de carga.** Las cargas de agua son las cargas o presiones sobre las superficies de los edificios y estructuras causadas e inducidas por la presencia de inundaciones. Estas cargas son de dos tipos básicos: hidrostáticas y hidrodinámicas. Las cargas de impacto son el resultado de objetos transportados por las aguas de la inundación que chocan contra edificios y estructuras o partes de los mismos. Las cargas de las olas pueden considerarse un tipo especial de carga hidrodinámica.

**C5.4.2 Cargas hidrostáticas.** Las cargas hidrostáticas son aquellas causadas por el agua, ya sea por encima o por debajo de la superficie del suelo, libre o confinada, que está estancada o se mueve a velocidades inferiores a 5 pies/s (1,52 m/s). Estas cargas son iguales al producto de la presión del agua por la superficie sobre la que actúa la presión.

La presión hidrostática en cualquier punto es igual en todas las direcciones y siempre actúa de forma perpendicular a la superficie sobre la que se aplica. Las cargas hidrostáticas se pueden subdividir en cargas verticales hacia abajo, cargas laterales y cargas verticales hacia arriba (ascenso o flotabilidad). Las cargas hidrostáticas que actúan sobre superficies inclinadas, redondeadas o irregulares se pueden descomponer en cargas verticales descendentes o ascendentes y cargas laterales según la geometría de las superficies y la distribución de la presión hidrostática.

**C5.4.3 Cargas hidrodinámicas.** Las cargas hidrodinámicas son aquellas cargas inducidas por el flujo de agua que se mueve a una velocidad de moderada a alta sobre el nivel del suelo. Por lo general, son cargas laterales causadas por el impacto de la masa de agua en movimiento y las fuerzas de arrastre a medida que el agua fluye alrededor de la obstrucción. Las cargas hidrodinámicas se calculan mediante métodos de ingeniería reconocidos. En el área costera de alto peligro, las cargas de corrientes de alta velocidad debido a marejadas ciclónicas y desbordes son de particular importancia.

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. ([\(2002\)](#)) es una fuente de información de diseño con respecto a las cargas hidrodinámicas.

Tenga en cuenta que las estimaciones precisas de las velocidades de flujo durante las condiciones de inundación son muy difíciles de hacer, tanto en eventos de inundaciones fluviales como costeras. Las posibles fuentes de información con respecto a las velocidades de las inundaciones incluyen el gobierno local, estatal y federal.

agencias e ingenieros consultores especializados en ingeniería costera, hidrología fluvial o hidráulica.

Como orientación provisional para las áreas costeras, FEMA (2000) brinda un rango probable de velocidades de inundación como

$$V = ds = \delta 1 s^{\frac{1}{2}} \quad (C5.4-1)$$

para

$$V = \delta g ds^{0.5} \quad (C5.4-2)$$

donde

$V$  = velocidad media del agua en  $ft/s$  ( $m/s$ )  $ds$  = profundidad local del agua tranquila en  $ft$  ( $m$ )  $g$  = aceleración debida a la gravedad,  $32.2 ft/s^2$  ( $9.81 m/s^2$ )

Selección del valor correcto de  $a$  en la Ec. 5.4-1 dependerá de la forma y rugosidad del objeto expuesto al flujo de la inundación, así como de la condición del flujo. Como regla general, cuanto más suave y aerodinámico sea el objeto, menor será el coeficiente de arrastre (factor de forma). Los coeficientes de arrastre para elementos comunes en edificios y estructuras (pilotes redondos o cuadrados, columnas y formas rectangulares) oscilarán entre aproximadamente 1,0 y 2,0, dependiendo de las condiciones de flujo. Sin embargo, dada la incertidumbre que rodea las condiciones de flujo en un sitio en particular, ASCE 7-05 recomienda que se use un valor mínimo de 1.25. Se deben consultar los textos de mecánica de fluidos para obtener más información sobre cuándo aplicar coeficientes de arrastre superiores a 1.25.

**C5.4.4 Cargas Ondulatorias.** La magnitud de las fuerzas de las olas ( $lb/ft^2$ ) ( $kN/m^2$ ) que actúan contra edificios u otras estructuras pueden ser 10 o más veces mayores que las fuerzas del viento y otras fuerzas en las condiciones de diseño. Por lo tanto, debería ser evidente que elevarse por encima de la cresta de la ola es crucial para la supervivencia de los edificios y otras estructuras. Sin embargo, incluso las estructuras elevadas deben diseñarse para las grandes fuerzas de las olas que pueden actuar sobre un área de superficie relativamente pequeña de los cimientos y la estructura de soporte.

Los procedimientos de cálculo de carga de onda en la Sección 5.4.4 se tomaron del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. (2002) y Walton et al.

(1989). Los procedimientos analíticos descritos por las ecuaciones 5.4-2 a 5.4-9 deben usarse para calcular las alturas de las olas y las cargas de las olas, a menos que se usen procedimientos numéricos o de laboratorio más avanzados permitidos por esta norma.

Los cálculos de la carga de las olas utilizando los procedimientos analíticos descritos en esta norma dependen todos del cálculo inicial de la altura de las olas, que se determina utilizando las Ecs. 5.4-2 y 5.4-3. Estas ecuaciones resultan de las suposiciones de que las olas tienen una profundidad limitada y que las olas que se propagan en aguas poco profundas rompen cuando la altura de la ola es igual al 78 % de la profundidad local del agua tranquila y que el 70 % de la altura de la ola se encuentra por encima del nivel local del agua tranquila. Estas suposiciones son idénticas a las utilizadas por FEMA en su mapeo de las áreas costeras con riesgo de inundación en los FIRM.

Los diseñadores deben ser conscientes de que la altura de las olas en un sitio en particular puede ser inferior a los valores limitados por la profundidad en algunos casos (p. ej., cuando la velocidad del viento, la duración del viento o el alcance son insuficientes para generar olas lo suficientemente grandes como para que su tamaño esté limitado por la profundidad del agua), o cuando los objetos cercanos disipan la energía de las olas y reducen la altura de las olas. Si las condiciones durante la inundación de diseño producen alturas de ola en un sitio menores que las alturas limitadas por profundidad, la ecuación 5.4-2 puede sobreestimar la altura de la ola y la ecuación 5.4-3 puede subestimar la profundidad de aguas tranquilas. Además, las ecuaciones 5.4-4 a 5.4-7 pueden exagerar las presiones y fuerzas de las olas cuando las alturas de las olas son menores que las alturas limitadas por la profundidad. Numérica o de laboratorio más avanzada

procedimientos permitidos por esta sección se pueden utilizar en tales casos, en lugar de Eqs. 5.4-2 a 5.4-7.

Debe señalarse que los actuales procedimientos de mapeo del NFIP distinguen entre Zonas A y Zonas V por las alturas de las olas esperadas en cada zona. En términos generales, las zonas A se designan donde se esperan olas de menos de 3 pies (0,91 m) de altura. Las Zonas V se designan donde se esperan alturas de olas iguales o superiores a 3 pies (0,91 m). Sin embargo, los diseñadores deben proceder con cautela. Se pueden generar grandes fuerzas de olas en algunas zonas A, y los cálculos de fuerzas de olas no deben limitarse a las zonas V. Los procedimientos actuales de mapeo del NFIP no designan Zonas V en todas las áreas donde pueden ocurrir alturas de olas superiores a 3 pies (0,91 m) durante las condiciones de inundación base. En lugar de depender exclusivamente de los mapas de riesgo de inundación, los diseñadores deben investigar los daños históricos por inundaciones cerca de un sitio para determinar si las fuerzas de las olas pueden ser significativas o no.

**C5.4.4.2 Cargas de ondas de rotura en muros verticales.** Las ecuaciones utilizadas para calcular las cargas de las olas rompiientes en paredes verticales contienen un coeficiente,  $C_p$ . Walton et al. (1989) proporcionan valores recomendados del coeficiente en función de la probabilidad de excedencia. Las probabilidades dadas por Walton et al. (1989) no son probabilidades anuales de excedencia, sino probabilidades asociadas con una distribución de las presiones de las olas rompiientes medidas durante las pruebas de tanques de olas en laboratorio. Tenga en cuenta que la distribución es independiente de la profundidad del agua. Por lo tanto, para cualquier profundidad del agua, se puede esperar que las presiones de las olas rompiientes sigan la distribución descrita por las probabilidades de excedencia en la Tabla C5.4-2.

Esta norma asigna valores de  $C_p$  según la categoría de edificio, siendo los edificios más importantes los que tienen los mayores valores de  $C_p$ . A los edificios de Categoría II se les asigna un valor de  $C_p$  que corresponde a una probabilidad de excedencia del 1 %, lo cual es consistente con los procedimientos de análisis de olas utilizados por FEMA en el mapeo de las áreas costeras de riesgo de inundación y en el establecimiento de elevaciones mínimas de piso. A los edificios de Categoría I se les asigna un valor de  $C_p$  correspondiente a un 50 % de probabilidad de excedencia, pero los diseñadores pueden desear elegir un valor más alto de  $C_p$ . A los edificios de categoría III se les asigna un valor de  $C_p$  correspondiente a una probabilidad de superación del 0,2 %, mientras que a los edificios de categoría IV se les asigna un valor de  $C_p$  correspondiente a una probabilidad de superación del 0,1 %.

Las cargas de las olas rompiientes en los muros verticales alcanzan un máximo cuando las olas inciden normalmente (la dirección de acercamiento de las olas es perpendicular a la cara del muro; las crestas de las olas son paralelas a la cara del muro). Como guía para los diseñadores de edificios costeros u otras estructuras en tierra normalmente seca (es decir, inundadas solo durante tormentas costeras o eventos de inundación), se puede suponer que la dirección de aproximación de las olas será aproximadamente perpendicular a la línea de costa. Por lo tanto, la dirección de aproximación de las olas con respecto a una pared vertical dependerá de la orientación de la pared con respecto a la línea de costa. La Sección 5.4.4.4 proporciona un método para reducir las cargas de rotura de las olas en paredes verticales para olas que normalmente no inciden.

**C5.4.5 Cargas de impacto.** Las cargas de impacto son aquellas que resultan de troncos, témpanos de hielo y otros objetos que golpean edificios, estructuras o partes de los mismos. El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. (1995) divide las cargas de impacto en tres categorías: (1) cargas de impacto normales, que resultan de los impactos aislados de objetos que normalmente se encuentran; (2) cargas de impacto especiales, que resultan de objetos grandes, como témpanos de hielo rotos y acumulaciones de escombros, ya sea golpeando o descansando contra un edificio, estructura o partes de los mismos; y (3) cargas de impacto extremas, que resultan de objetos muy grandes, como botes, barcas o edificios derrumbados, que golpean el edificio, la estructura,

o componente bajo consideración. El diseño para cargas de impacto extremas no es práctico para la mayoría de los edificios y estructuras. Sin embargo, en los casos en que existe una alta probabilidad de que una estructura de Categoría III o IV (consulte la Tabla 1.5-1) quede expuesta a cargas de impacto extremas durante la inundación de diseño, y en los que los daños resultantes sean muy severos, la consideración de impacto extremo las cargas pueden estar justificadas. A diferencia de las cargas de impacto extremas, el diseño para cargas de impacto normales y especiales es práctico para la mayoría de los edificios y estructuras.

El método recomendado para calcular las cargas de impacto normales se modificó a partir de ASCE 7-02. Las ediciones anteriores de ASCE 7 utilizaron un procedimiento contenido en el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. (1995) (el procedimiento, que no había cambiado desde al menos 1972, se basaba en un enfoque de impulso-momento con un objeto de 4,5 kN [1000 lb] golpeando la estructura a la velocidad del agua de inundación y deteniéndose en 1,0 s). Se ha realizado un trabajo (Kriebel et al. 2000 y Haehnel y Daly 2001) para evaluar este procedimiento, a través de una revisión de la literatura y pruebas de laboratorio. La revisión de la literatura consideró los desechos costeros y fluviales, los témpanos de hielo y los impactos, las fuerzas de impacto y de atraque de barcos y varios métodos para calcular las cargas de desechos (p. ej., impulso-cantidad de movimiento, trabajo-energía). Las pruebas de laboratorio incluyeron tamaños de troncos que oscilaron entre 380 lb (1,7 kN) y 730 lb (3,3 kN) y se desplazaron hasta 4 ft-s (1,2 m-s).

Kriebel et al. (2000) y Haehnel y Daly (2001) concluyen que (1) es apropiado un enfoque de impulso-momento; (2) el objeto de 4,5 kN (1000 lb) es razonable, aunque las condiciones geográficas y locales pueden afectar el tamaño y el peso del objeto de escombros; (3) la duración del impacto de 1,0 s no está respaldada por la literatura ni por las pruebas de laboratorio; en su lugar, se debe usar una duración del impacto de 0,03 s; (4) una curva de medio seno representa bien la carga aplicada y el desplazamiento resultante; y (5) establecer la velocidad de los escombros equivalente a la velocidad de la inundación es razonable para todos los objetos, excepto los más grandes, en aguas poco profundas o en condiciones obstruidas.

Dadas las cargas impulsivas de corta duración generadas por los escombros transportados por la inundación, puede ser apropiado un análisis dinámico del edificio o estructura afectada. En algunos casos (p. ej., cuando el período natural del edificio es mucho mayor que 0,03 s), los profesionales del diseño pueden desear tratar la carga de impacto como una carga estática aplicada al edificio o estructura (este enfoque es similar al utilizado por algunos siguiendo el procedimiento contenido en la Sección C5.3.3.5 de ASCE 7-98).

En cualquier tipo de análisis, dinámico o estático, la ecuación. C5.4-3 proporciona un enfoque racional para calcular la magnitud de la carga de impacto.

$$F = \frac{\gamma W V b C I C O C D C B R m_{\max}}{2g\gamma t} \quad (C5.4-3)$$

donde

$F$  = fuerza de impacto, en lb (N)

$W$  = peso de los desechos en lb (N)

$V_b$  = velocidad del objeto (suponga que es igual a la velocidad del agua,  $V$ ) en ft-s ( $m=s$ )  $g$  = aceleración debida a la gravedad, 32,2 ft-s<sup>2</sup> (9,81 m-s<sup>2</sup>)  $\gamma t$  = duración del impacto (tiempo para reducir el objeto velocidad a cero),

En s

$C_I$  = coeficiente de importancia (ver Tabla C5.4-1)

$C_O$  = coeficiente de orientación, 0.8 CD

= coeficiente de profundidad (ver Tabla C5.4-2, Fig. C5.4-1)

$C_B$  = coeficiente de bloqueo (ver Tabla C5.4-3, Fig. C5.4-2)

$R_{max}$  = relación de respuesta máxima para carga impulsiva (ver Tabla C5.4-4)

Tabla C5.4-1 Valores de Importancia Coeficiente, IC

Categoría de riesgo	CI
I	0.6
Yo	1.0
Tercero	1.2
IV	1.3

Tabla C5.4-2 Valores del Coeficiente de Profundidad, CD

Ubicación del edificio en la zona de peligro de inundación y profundidad del agua	CD
Canal de inundación o zona V	1.0
Zona A, profundidad de aguas tranquilas > 5 pies	1.0
Zona A, profundidad de aguas tranquilas = 4 pies	0.75
Zona A, profundidad de aguas tranquilas = 3 pies	0.5
Zona A, profundidad de aguas tranquilas = 2 pies	0.25
Cualquier zona de inundación, profundidad de aguas tranquilas < 1 pie	0.0

FIGURA C5.4-1 Coeficiente de profundidad, CD

Tabla C5.4-3 Valores del Coeficiente de Bloqueo, CB

Grado de detención o protección dentro de los 100 pies aguas arriba	CB
Sin cribado aguas arriba, trayectoria de flujo más ancha que 30 pies	1.0
Cribado aguas arriba limitado, trayectoria de flujo de 20 pies de ancho	0.6
Cribado aguas arriba moderado, trayectoria de flujo de 10 pies de ancho	0.2
Cribado denso aguas arriba, trayectoria de flujo de menos de 5 pies de ancho	0.0

La forma de la Ec. C5.4-3 y los parámetros y coeficientes se discuten en el siguiente texto: Ecuación Básica. La ecuación es similar a la ecuación utilizada en ASCE 7-98, excepto por el factor  $\gamma=2$  (que resulta de la forma de medio seno de la carga de impulso aplicada) y los coeficientes  $C_I$ ,  $C_O$ ,  $CD$ ,  $CB$  y  $R_{max}$ . Con los coeficientes fijados en 1,0, la ecuación se reduce a  $F = \gamma W V_b = 2g\gamma t$  y calcula la carga estática máxima de un impacto frontal de un objeto de escombros.

Los coeficientes se agregaron para permitir a los profesionales del diseño "calibrar" la fuerza resultante según las características locales de inundaciones, escombros y edificios. El enfoque es similar al empleado por ASCE 7 en el cálculo de viento, sísmica y otras cargas. Se utiliza una ecuación con base científica para que coincida con la física, y los resultados se modifican mediante coeficientes para calcular la carga realista.

FIGURA C5.4-2 Coeficiente de bloqueo, CB

Tabla C5.4-4 Valores de Relación de Respuesta para Cargas Impulsivas, Rmax

Relación entre la duración del impacto y la natural Período de estructura	Rmax (Relación de respuesta para medio seno Carga impulsiva de onda)
0,00	0,0
0,10	0,4
0,20	0,8
0,30	1,1
0,40	1,4
0,50	1,5
0,60	1,7
0,70	1,8
0,80	1,8
0,90	1,8
1,00	1,7
1,10	1,7
1,20	1,6
1,30	1,6
ÿ1,40	1,5

Fuente: Adaptado de Clough y Penzien (1993).

magnitudes Sin embargo, a diferencia de las cargas eólicas, sísmicas y de otro tipo, el cuerpo de trabajo asociado con las cargas de impacto de escombros transportados por inundaciones aún no tiene en cuenta la probabilidad de impacto.

Peso del objeto de escombros. Un objeto de 4,5 kN (1000 lb) puede considerarse un promedio razonable para los escombros transportados por inundaciones (sin cambios con respecto a ASCE 7-98). Esto representa un peso razonable para árboles, troncos y otros desechos leñosos grandes que son la forma más común de dañar los desechos en todo el país. Este peso corresponde a un tronco de aproximadamente 30 pies (9,1 m) de largo y poco menos de 1 pie (0,3 m) de diámetro. El objeto de 1.000 libras (4,5 kN) también representa un peso razonable para otros tipos de escombros que van desde pequeños témpanos de hielo hasta rocas y objetos hechos por el hombre.

Sin embargo, los profesionales del diseño pueden desear considerar las condiciones regionales o locales antes de seleccionar el peso final de los desechos. El siguiente texto proporciona orientación adicional. En las llanuras aluviales fluviales, predominan los desechos leñosos grandes (árboles y troncos), con pesos que oscilan típicamente entre 1000 lb (4,5 kN) y 2000 lb (9,0 kN). En el noroeste del Pacífico, los tamaños más grandes de árboles y troncos sugieren un peso típico de escombros de 4000 lb (18,0 kN). El peso de los escombros en áreas ribereñas sujetas a hielo flotante generalmente oscila entre 1000 lb (4,5 kN) y 4000 lb (18,0 kN). En regiones áridas o semiáridas, los desechos leñosos típicos pueden pesar menos de 4,5 kN (1000 lb).

En las áreas de abanicos aluviales, los desechos no leñosos (piedras y cantos rodados) pueden

presentar un peligro de escombros mucho mayor. El peso de los escombros en las áreas costeras generalmente se divide en tres clases: en el noroeste del Pacífico, un peso de escombros de 4000 lb (18,0 kN) debido a árboles grandes y troncos puede considerarse típico; en otras áreas costeras donde los muelles y pilotes grandes están disponibles localmente, el peso de los escombros puede oscilar entre 1000 lb (4,5 kN) y 2000 lb (9,0 kN); y en otras áreas costeras donde no se esperan grandes troncos y pilotes, es probable que los escombros se deriven de cubiertas, escalones y componentes de construcción fallados y probablemente promediarán menos de 500 lb (2,3 kN) de peso.

Velocidad de escombros. La velocidad con la que un trozo de escombro golpea un edificio o estructura dependerá de la naturaleza de los escombros y de la velocidad de las aguas de la inundación. Los pequeños fragmentos de escombros flotantes, que es poco probable que causen daños a los edificios u otras estructuras, generalmente se desplazarán a la velocidad de las aguas de la inundación, tanto en situaciones de inundación fluvial como costera. Sin embargo, es probable que los escombros grandes, como árboles, troncos, pilotes de muelles y otros escombros grandes capaces de causar daños, se desplacen a una velocidad algo menor que la de las aguas de la inundación. Esta reducción de la velocidad de los objetos de escombros grandes se debe en gran parte a que los escombros se arrastran por el fondo y/o se ralentizan por colisiones anteriores. Los escombros fluviales grandes que viajan a lo largo del cauce de inundación (la parte más profunda del canal que conduce la mayor parte del flujo de la inundación) tienen más probabilidades de viajar a velocidades cercanas a las de las aguas de la inundación. Es más probable que los escombros fluviales grandes que viajan en la planicie de inundación (el área menos profunda fuera del cauce de inundación) viajen a velocidades menores que las de las aguas de la inundación, por las razones expuestas en el texto anterior. También es probable que grandes desechos costeros se desplacen a velocidades inferiores a las de las inundaciones.

ecuación C5.4-3 debe usarse con la velocidad de los escombros igual a la velocidad del flujo porque la ecuación permite reducciones en las velocidades de los escombros mediante la aplicación de un coeficiente de profundidad, CD, y un coeficiente de bloqueo aguas arriba, CB.

Duración del impacto. Una revisión detallada de la literatura disponible (Kriebel et al. 2000), complementada con pruebas de laboratorio, concluyó que la duración del impacto de 1,0 s sugerida anteriormente es demasiado larga y no es realista. Las pruebas de laboratorio mostraron que las duraciones de impacto medidas (desde el impacto inicial hasta el momento de la fuerza máxima  $\dot{y}$ ) variaron de 0,01 s a 0,05 s (Kriebel et al. 2000). Los resultados de una prueba, por ejemplo, produjeron una carga de impacto máxima de 8300 lb (37 000 N) para un tronco que pesaba 730 lb (3250 N), se movía a 4 pies/s (1,2 m/s) e impactaba con una duración de 0,016 s. En todas las condiciones de prueba, la duración del impacto promedió alrededor de 0,026 s. El valor recomendado para su uso en la ecuación. C5.4-3 es por lo tanto 0,03 s.

Coeficientes CI , CO , CD y CB. Los coeficientes se basan en parte en los resultados de las pruebas de laboratorio y en parte en el juicio de ingeniería. Los valores de los coeficientes deben considerarse provisionales, hasta que se adquiera más experiencia con ellos.

El coeficiente de importancia, CI, generalmente se usa para ajustar las cargas de diseño para la categoría de estructura y el peligro para la vida humana siguiendo la convención ASCE 7-98 en la Tabla 1.5-1. Los valores recomendados que se dan en la Tabla C5.4-1 se basan en una distribución de probabilidad de cargas de impacto obtenidas de pruebas de laboratorio en Haehnel y Daly (2001).

El coeficiente de orientación, CO, se usa para reducir la carga calculada por la ecuación. C5.4-3 para impactos que son oblicuos, no de frente. Durante las pruebas de laboratorio (Haehnel y Daly 2001) se observó que mientras que algunos impactos de escombros ocurrieron como impactos directos o frontales que produjeron cargas de impacto máximas, la mayoría de los impactos ocurrieron como impactos excéntricos u oblicuos con valores reducidos de fuerza de impacto. Sobre la base de estas medidas, se ha adoptado un coeficiente de orientación de CO = 0,8 para reflejar la reducción de carga general observada debido a los impactos oblicuos.

El coeficiente de profundidad, CD, se utiliza para tener en cuenta la reducción de la velocidad de los escombros en aguas poco profundas debido al arrastre de los escombros por el fondo. Los valores recomendados de este coeficiente se basan en

diámetros típicos de troncos y árboles, o en el diámetro anticipado de la masa de raíces de los árboles a la deriva que es probable que se encuentren en una zona de riesgo de inundación. Kriebel et al. (2000) sugieren que los árboles con diámetros típicos de masa de raíces arrastrarán el fondo en profundidades de menos de 5 pies (1,5 m), mientras que la mayoría de los troncos de interés arrastrarán el fondo en profundidades de menos de 1 pie (0,30 m). Los valores recomendados para el coeficiente de profundidad se dan en la Tabla C5.4-2 y la Fig. C5.4-1. No hay datos de prueba disponibles para validar completamente los valores recomendados de este coeficiente. Cuando haya mejores datos disponibles, los diseñadores deben usarlos en lugar de los valores contenidos en la Tabla C5.4-2 y la Fig. C5.4-1.

El coeficiente de bloqueo, CB, se usa para tener en cuenta las reducciones en las velocidades de los escombros que se esperan debido a la protección y protección proporcionada por árboles u otras estructuras dentro de una longitud de aproximadamente 10 troncos (300 pies, 91,4 m) aguas arriba del edificio o estructura de interés. Kriebel et al. (2000) citan otros estudios en los que se ha demostrado que los árboles densos actúan como una pantalla para eliminar los escombros y proteger las estructuras aguas abajo. La efectividad de apantallamiento depende principalmente del espaciamiento de las obstrucciones aguas arriba en relación con la longitud del registro de diseño de interés. Para un tronco de 453,6 kg (1000 lb), con una longitud de aproximadamente 9,1 m (30 pies), se supone que cualquier bloqueo de menos de 9,1 m (30 pies) atrapará parte o la totalidad de los escombros transportados.

Del mismo modo, los diámetros típicos de la masa de raíces son del orden de 3 a 5 pies (0,91 a 1,5 m) y, por lo tanto, se supone que los bloqueos de este ancho atraparían completamente cualquier árbol o tronco largo. Los valores recomendados para el coeficiente de bloqueo se dan en la Tabla C5.4-3 y la Fig. C5.4-2 con base en la interpolación entre estos límites. No hay datos de prueba disponibles para validar completamente los valores recomendados de este coeficiente.

La relación de respuesta máxima, R<sub>max</sub>, se usa para aumentar o disminuir la carga calculada, según el grado de cumplimiento del edificio o componente del edificio que es golpeado por los escombros. Las cargas de impacto son de naturaleza impulsiva, con la fuerza aumentando rápidamente desde cero hasta el valor máximo en el tiempo  $\bar{y}$ , y luego disminuyendo a cero a medida que los escombros rebotan en la estructura.

La carga real experimentada por la estructura o componente dependerá de la relación entre la duración del impacto  $\bar{y}$  relativa al período natural de la estructura o componente, T<sub>n</sub>. Los edificios y estructuras rígidas o rígidas con períodos naturales similares a la duración del impacto verán una amplificación de la carga de impacto.

Los edificios y estructuras más flexibles con períodos naturales superiores a aproximadamente cuatro veces la duración del impacto verán una reducción de la carga de impacto. Asimismo, los componentes rígidos o rígidos verán una amplificación de la carga de impacto; los componentes más flexibles verán una reducción de la carga de impacto.

El uso exitoso de la Ec. C5.4-3, entonces, depende de la estimación del período natural del edificio o componente que es golpeado por los escombros arrastrados por la inundación. El cálculo del período natural se puede realizar utilizando métodos establecidos que tienen en cuenta la masa, la rigidez y la configuración del edificio. Una referencia útil es el Apéndice C de ACI 349 (1985). También se remite a los profesionales del diseño al Capítulo 9 de ASCE 7-10 para obtener información adicional.

Los períodos naturales de los edificios generalmente varían desde aproximadamente 0,05 s hasta varios segundos (para estructuras de pórticos resistentes a momentos de gran altura). Para cargas de impacto de escombros arrastrados por inundaciones con una duración de 0,03 s, el período crítico (por encima del cual se reducen las cargas) es de aproximadamente 0,11 s (consulte la Tabla C5.4-4). Los edificios y estructuras con períodos naturales por encima de aproximadamente 0,11 s verán una reducción en la carga de impacto de escombros, mientras que aquellos con períodos naturales por debajo de aproximadamente 0,11 s verán un aumento.

Pruebas recientes con mesa vibratoria de edificios convencionales con estructura de madera de uno o dos pisos han mostrado períodos naturales que oscilan entre aproximadamente 0,14 s (7 Hz) y 0,33 s (3 Hz), con un promedio

aproximadamente 0,20 s (5 Hz). Elevar este tipo de estructuras para propósitos de diseño resistente a inundaciones actuará para aumentar estos períodos naturales. A los efectos de los cálculos de carga de impacto de escombros arrastrados por inundaciones, se recomienda un período natural de 0,5 a 1,0 s para edificios de uno a tres pisos elevados sobre pilotes de madera. Para edificios de uno a tres pisos elevados sobre columnas de mampostería, se recomienda un rango similar de períodos naturales.

Para edificios de uno a tres pisos elevados sobre pilotes o columnas de hormigón, se recomienda un período natural de 0,2 a 0,5 s.

Finalmente, se remite a los profesionales del diseño a la Sección 12.8.2 de esta norma, donde se establece un período natural aproximado para edificios de 1 a 12 pisos (altura de piso igual o superior a 10 pies [3 m]), con concreto y acero momento-marcos resistentes, se puede aproximar como 0,1 veces el número de pisos.

Cargas de Impacto Especial. US Army Corps of Engineers 1995 establece que, en ausencia de un análisis detallado, las cargas de impacto especiales se pueden estimar como una carga uniforme de 100 lb por pie (1,48 kN/m), actuando sobre una franja horizontal de 1 pie (0,31 m) de altura en el elevación de inundación de diseño o inferior. Sin embargo, Kriebel et al. (2000) sugieren que esta carga puede ser demasiado pequeña para algunas grandes acumulaciones de escombros y sugiere un enfoque alternativo que implica la aplicación de la expresión de fuerza de arrastre estándar

$$F = \delta_1 = 2bCD\bar{y}AV^2 \quad (C5.4-4)$$

donde

F = fuerza de arrastre debido a la acumulación de escombros, en lb (N)

V = velocidad de flujo aguas arriba de la acumulación de escombros, en ft=s (m=s)

A = área proyectada de la acumulación de escombros en el flujo, aproximada por la profundidad de la acumulación por el ancho de la acumulación perpendicular al flujo, en pies<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)

$\bar{y}$  = densidad del agua en slugs=ft<sup>3</sup> (kg=m<sup>3</sup>)

CD = coeficiente de arrastre = 1

Esta expresión produce cargas similares a la guía de 100 lb=pie (1,48 kN/m) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. (1995) cuando se supone que la profundidad de los escombros es de 1 pie (0,31 m) y cuando la velocidad del agua de la inundación es pies=s (3 m=s). Otra guía de Kriebel et al. (2000) y Haehnel y Daly (2001) sugieren que la profundidad de la acumulación de escombros suele ser mucho mayor que 1 pie (0,31 m) y solo está limitada por la profundidad del agua en la estructura. Las observaciones de las acumulaciones de escombros en los pilares de los puentes enumerados en estas referencias muestran profundidades típicas de 5 a 10 pies (1,5 a 3 m), con anchos horizontales que se extienden entre pilares de puentes adyacentes siempre que el espacio entre los pilares sea menor que la longitud típica del tronco. Si la acumulación de escombros es motivo de preocupación, el profesional del diseño debe especificar el área proyectada de la acumulación de escombros en función de las observaciones y la experiencia locales, y aplicar la ecuación anterior para predecir la carga de escombros en edificios u otras estructuras.

## REFERENCIAS

- Instituto Americano del Concreto (ACI). (1985). "Requisitos del código para estructuras de hormigón relacionadas con la seguridad nuclear". ANSI/ACI 349. ACI, Farmington Hills, MI.
- Clough, RW y Penzien, J. (1993). Dinámica de estructuras, 2<sup>a</sup> ed., McGraw-Hill, Nueva York.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (1993). "Requisitos libres de obstrucciones para edificios ubicados en áreas costeras de alto riesgo de acuerdo con el Programa Nacional de Seguro contra Inundaciones". Boletín Técnico 5-93. Dirección de Mitigación, FEMA, Washington, DC.
- FEMA. (1999a). "Guía de diseño y construcción para muros separables debajo de edificios costeros elevados de acuerdo con el Programa Nacional de Seguros contra Inundaciones". Boletín Técnico 9-99. Dirección de Mitigación, FEMA, Washington, DC.

- FEMA. (1999b). Programa Nacional de Seguro contra Inundaciones, 44 CFR, cap. 1, piezas 59 y 60, Washington, DC.
- FEMA. (2000). Manual de construcción costera, 3<sup>a</sup> ed. P-55, FEMA, Washington DC.
- Haehnel, R. y Daly, S. (2001). "Pruebas de impacto de escombros". Informe preparado para la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles por los EE. UU.
- Laboratorio de Ingeniería e Investigación de Regiones Frios del Ejército, Hanover, NH.
- Kriebel, DL, Buss, L. y Rogers, S. (2000). "Cargas de impacto de escombros transportados por inundaciones". Informe a la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, Reston, VIRGINIA.
- Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE). (1995). "Reglamentos a prueba de inundaciones". EP 1165-2-314, Oficina del Jefe de Ingenieros, Cuerpo del Ejército de EE. UU. de Ingenieros, Washington, DC.
- USACE. (2002). Manual de ingeniería costera, Laboratorio de Hidráulica Costera, Estación Experimental de Vías Navegables, Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU., Washington DC.
- Walton, TL, Jr., Ahrens, JP, Truitt, CL y Dean, RG (1989). "Criterios para evaluar estructuras costeras de protección contra inundaciones". tecnología Informe CERC 89-15, Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU., Experimento de vías fluviales Estación, Vicksburg, MS.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C6

### CARGAS Y EFECTOS DEL TSUNAMI

#### C6.1 REQUISITOS GENERALES

**C6.1.1 Alcance.** La edición de 2016 del capítulo Cargas y efectos de tsunamis de ASCE 7 se aplica solo a los estados de Alaska, Washington, Oregón, California y Hawái, que son regiones propensas a tsunamis que tienen peligros probabilísticos cuantificables resultantes de terremotos tsunamigénicos con fallas de subducción. La Zona de Diseño de Tsunami es el área vulnerable a ser inundada o inundada por el Máximo Considerable de Tsunami, el cual se considera con una probabilidad de 2% de ser superado en un período de 50 años, o 1:2,475 de probabilidad anual de superación. El Tsunami Máximo Considerado constituye el

evento de diseño, que consiste en las profundidades de inundación y las velocidades de flujo tomadas en las etapas de entrada y salida más críticas para la estructura ([Chock 2015, 2016](#)).

Otras causas de tsunamis locales incluyen grandes deslizamientos de tierra cerca de la costa o erupciones volcánicas submarinas y submarinas. En Alaska, existe un historial de deslizamientos de tierra cosísmicos generados en fiordos durante grandes terremotos; por esta razón, los mapas de zonas de diseño de tsunamis en Alaska representan el peligro compuesto del tsunami local y del tsunami generado en alta mar. En estos casos, los dos tsunamis no son simultáneos.

Para otros estados, actualmente no hay análisis suficiente para cuantificar de manera confiable el peligro probabilístico de un tsunami local inducido por deslizamientos de tierra. A partir de 2014, el Análisis Probabilístico de Peligro de Tsunami (PTHA) para deslizamientos de fallas masivas de submarinos está en curso para el Golfo de México. A partir de 2014, falta PTHA para algunas otras regiones con tsunamis históricos (como Guam, Commonwealth of the Northern Marianas, American Samoa, Puerto Rico y US Islas Vírgenes), por lo que estas regiones no están cubiertas por ASCE 7-16. Sin embargo, para los edificios y otras estructuras de las Categorías de Riesgo de Tsunami III y IV, se recomienda considerar la realización de un análisis probabilístico de riesgo de tsunami específico del sitio para usarlo como base para implementar el diseño resistente a tsunamis con estas disposiciones.

La Tabla C6.1-1 proporciona una evaluación general de la exposición de los cinco estados occidentales al peligro de tsunami.

Debido a las altas fuerzas hidrodinámicas ejercidas por los tsunamis, las viviendas unifamiliares y bifamiliares y los edificios de baja altura de estructura liviana no sobreviven una carga de tsunami significativa, como lo indican numerosos estudios de ingeniería forense posteriores al tsunami de los principales eventos de tsunami de la década pasada. Por lo tanto, no es práctico incluir requisitos de diseño de tsunamis para este tipo de estructuras de poca altura. Deben evitarse las aplicaciones poco prácticas a la construcción de marcos livianos de poca altura. Como es típico en las regiones propensas a inundaciones, la construcción de estructura liviana de altura media se puede construir sobre una estructura de pedestal para proporcionar suficiente elevación para permitir un diseño resistente a tsunamis.

El gobierno estatal o local debe determinar una altura de umbral para la cual se aplicarán los requisitos de diseño resistente a tsunamis para edificios de categoría de riesgo II de acuerdo con el estado o

estatuto local que adopta el código de construcción con requisitos resistentes a tsunamis. El umbral de altura debe elegirse para que sea apropiado tanto para una seguridad humana razonable como para un costo económico razonable para resistir las cargas de tsunami. La altura del umbral dependería del riesgo de tsunami de su comunidad, los procedimientos de respuesta al tsunami y las metas de resiliencia ante desastres de toda la comunidad. Las consideraciones del tiempo de salida de la evacuación de una comunidad local también serían una consideración. Cuando los tiempos de viaje de evacuación superan el tiempo disponible para la llegada del tsunami, existe una mayor necesidad de evacuación vertical hacia una gran cantidad de edificios cercanos. El inventario y la antigüedad del diseño de los edificios más altos existentes que pueden ofrecer una mayor seguridad también pueden ser una consideración para determinar el déficit de tales posibles refugios. En resumen, las partes interesadas de múltiples agencias, en coordinación con los profesionales de manejo de emergencias y diseño y construcción, deben evaluar los riesgos de tsunami para cada comunidad local, las instalaciones críticas y de seguridad pública de la comunidad para responder y recuperarse del tsunami máximo considerado y debe usar esa información para determinar racionalmente la altura del umbral de aplicación de las disposiciones sobre tsunamis a los edificios de categoría de riesgo II.

La técnica demostrada por Carden et al. ([2015](#)) se puede utilizar para evaluar el nivel sistémico de resistencia a tsunamis proporcionado por los requisitos de diseño sísmico ASCE 7. Más allá de este punto de paridad del sistema estructural entre la demanda de tsunami y sísmica, sería necesaria una inversión adicional en el sistema resistente a fuerzas laterales para la resistencia de tsunami. Para cualquier estructura, puede ser necesario proporcionar una mayor resistencia local de los componentes estructurales sujetos a inundación por tsunami, de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 6, particularmente si el tsunami está cerca de un puerto de embarque. Como se documenta en Chock et al. ([2013a](#)) y Carden et al. ([2015](#)), se estudió un edificio de 65 pies (19,8 m) como guía principalmente en base a seis factores:

1. Los edificios de 65 pies (19,8 m) de altura de construcción Tipo I sujetos a los requisitos más altos de Categoría de diseño sísmico D de los Estados Unidos normalmente tendrían suficiente resistencia sistémica para las fuerzas generales de tsunami lateral.
2. El público en general esperaría que los edificios de tal altura ofrecieran seguridad como una cuestión de sentido común porque no anticiparían que los edificios estadounidenses de esa altura se derrumbarían en un tsunami.
3. Por el contrario, si se seleccionara una altura más extrema, implicaría que los edificios de menor altura no son capaces de resistir los efectos de un tsunami. Entonces el público tendría una justificación inapropiada para prohibir tales alturas de construcción en la Zona de Diseño de Tsunami, resultando en una toma económica no basada en méritos técnicos, lo cual sería contradictorio con el factor No. 1.
4. En el tsunami de Tohoku de 2011, el Subcomité de Cargas y Efectos del Tsunami de la ASCE y su Equipo de reconocimiento, en consulta con japoneses

Tabla C6.1-1 Exposición de los cinco estados occidentales al peligro de tsunami

Estado	Población en riesgo directo, <sup>a</sup>	Perfil de Activos Económicos e Infraestructura Crítica
California	275.000 residentes más otros 400.000 a 2 millones de turistas; 840 millas de costa  Población residente total del área en riesgo inmediato de impactos posteriores al tsunamic : 1,950,000	>\$200 mil millones más 3 aeropuertos principales (SFO, OAK, SAN) y 1 puerto militar, 5 puertos muy grandes, 1 puerto grande, 5 puertos medianos
Oregón	25.000 residentes más otros 55.000 turistas; 300 millas de costa  Población residente total del área en riesgo inmediato de impactos posteriores al tsunamic : 100,000	\$ 8.5 mil millones más instalaciones esenciales, 2 puertos medianos, 1 centro de depósito de combustible
Washington	45.000 residentes más otros 20.000 turistas; 160 millas de costa  Población residente total del área en riesgo inmediato de impactos post-tsunamic : 900,000 y 200,000d residentes más otros 175,000 o más turistas y	\$4500 millones más instalaciones esenciales, 1 puerto militar, 2 puertos muy grandes, 1 puerto grande, 3 puertos medianos
Hawai	aproximadamente 1000d edificios directamente relacionados con la industria del turismo; 750 millas de costa  Población residente total del área en riesgo inmediato de impactos posteriores al tsunami: 400,000d	\$40 mil millones, más 3 aeropuertos internacionales y 1 puerto militar, 1 puerto mediano, otros 4 puertos de contenedores y 1 puerto de toma de refinería de combustible, 3 centrales eléctricas regionales; 100 edificios gubernamentales
Alaska	105.000 residentes, más el conteo de visitantes altamente estacionales; 6,600 millas de costa  Población residente total del área en riesgo inmediato de impactos posteriores al tsunamic : 125,000	>\$10 mil millones más depósito de combustible del aeropuerto internacional, 3 puertos medianos, más otros 9 puertos de contenedores; 55 puertos en total

<sup>a</sup>Madera (2007), Madera et al. (2007, 2013), Wood y Soulard (2008) y Wood y Peters (2015).  
<sup>b</sup>Estimaciones del límite inferior basadas en las zonas de evacuación actuales.  
<sup>c</sup>Consejo Nacional de Investigaciones (2011). La población total en riesgo inmediato incluye a aquellos en la misma zona censal cuyo sustento o utilidad y otros servicios serían interrumpidos por un gran tsunami con esta inundación.  
<sup>d</sup>Actualizado para la exposición a los grandes tsunamis Aleutianos (modelado por la Universidad de Hawái según la Agencia de Manejo de Emergencias de Hawái).

investigadores, no conoce ningún edificio de esta altura que haya colapsado sistémicamente, independientemente de que hayan sido diseñados como refugios de evacuación de tsunamis (Chock et al. 2013b).  
5. Los cimientos de dichos edificios serían más sustanciales en tamaño y masa, lo que los haría más resistentes a la socavación localizada alrededor del edificio.  
6. El Código Internacional de Construcción (IBC), International Code Council, Inc. (2015), la Tabla 503 tiene restricciones sobre el Tipo de Construcción donde 65 pies (19,8 m) se usa comúnmente como uno de los umbrales sobre los cuales se requiere una construcción no combustible Tipo I. (El número de pisos es otro criterio, que puede ser aún más restrictivo). Dado que la construcción de estructura liviana suele tener menos de 65 pies (19,8 m) de altura, excepto en excepciones especiales a la Tabla 503 de IBC, la selección de esta altura no afecta la mayoría de las estructuras de estructura liviana. construcción. Aunque la Tabla 503 de IBC tiene umbrales típicos de altura de resistencia al fuego de 65 pies (19,8 m), las razones de resistencia al fuego para el límite de altura de IBC no se relacionan necesariamente con el umbral de resistencia a tsunamis.

El estudio de línea de base de 65 pies (19,8 m) de altura se basó en profundidades de inundación severas de tsunami de hasta tres pisos, proporcionales al noroeste del Pacífico y Alaska. Los edificios de categoría de riesgo II de menor altura también pueden diseñarse para tsunamis, con algún aumento en los costos estructurales. En áreas de California al sur del Cabo Mendocino, las profundidades de inundación son mucho más bajas, y sería cada vez más práctico que los edificios de menor altura fueran resistentes a los tsunamis. Por lo tanto, las comunidades costeras de California pueden elegir una altura de umbral de menos de 65 pies (19,8 m) y lograr la seguridad contra tsunamis con estructuras de varios pisos de poca altura a un costo nominal. El estado de Hawái tiene la mayoría de sus áreas urbanas en regiones de sismicidad baja a moderada. En consecuencia, podría haber una altura superior a 65 pies (19,8 m) para que el diseño sísmico proporcione la resistencia sistemática suficiente para

paridad para las cargas totales de tsunami en la estructura. Por lo tanto, la altura del umbral podría designarse para que sea más alta, o podría designarse para que sea más corta, con la influencia en el diseño sistemático determinada utilizando los métodos proporcionados en Chock et al. (2013a) y Carden et al. (2015). De la discusión anterior, tenga en cuenta que la experiencia en ingeniería estructural es necesaria para evaluar varios factores técnicos importantes relevantes para la decisión de la jurisdicción de establecer un umbral de altura de aplicabilidad para edificios y estructuras de Categoría de Riesgo II.

Las estructuras de Categoría II de riesgo de tsunami por encima del umbral de altura designado, todos los edificios y otras estructuras de Categoría III de riesgo de tsunami y Categoría IV de riesgo de tsunami están sujetos a estos requisitos. Los edificios de categoría de riesgo II por debajo del umbral de altura designado no están obligados a diseñarse para cargas de tsunami. En consecuencia, es importante que la comunidad cuente con Mapas de Evacuación de Tsunami y procedimientos operativos de respuesta, reconociendo el inventario de edificios de Categoría de Riesgo II no designados para ser diseñados para efectos de tsunami, que por lo tanto serían vulnerables a daños por tsunami.

La mitigación del riesgo de tsunami requiere una combinación de preparación para emergencias para la evacuación además de proporcionar resiliencia estructural a las Instalaciones Críticas, la infraestructura y los recursos clave necesarios para la respuesta inmediata y la recuperación económica y social. Los edificios de categoría de riesgo I y de categoría de riesgo II de baja altura no están obligados a diseñarse contra ningún evento de tsunami porque tienen un mayor riesgo de inundarse por completo y colapsar durante un tsunami importante. Las comunidades en la región propensa a tsunamis deben estar habilitadas con sistemas de alerta de tsunami y planes de operaciones de emergencia para la evacuación porque los edificios de categoría de riesgo I y categoría de riesgo II de poca altura no deben estar ocupados durante un tsunami. Un procedimiento de advertencia y evacuación de tsunamis consiste en un plan y un procedimiento desarrollado y adoptado por una comunidad que tiene un sistema para actuar ante una alerta de tsunami del Organismo Nacional Oceánico y Atmosférico designado.

(NOAA, por sus siglas en inglés) en todo momento utilizando dos medios independientes: un sitio operativo las 24 horas para recibir el aviso y métodos establecidos para transmitir el aviso que recibirá la población afectada, y ha establecido y designado rutas de evacuación para sus ciudadanos a terreno elevado o a una Estructura de Refugio de Evacuación Vertical Tsunami designada. En la actualidad, los estados de Alaska, Washington, Oregón, California y Hawái ya cuentan con procedimientos de alerta y evacuación de tsunamis. Una comunidad NOAA TsunamiReady incluiría este procedimiento. En estos estados, los gobiernos federal, estatal y local reconocen que la mitigación del riesgo de tsunami para la seguridad pública requiere preparación de emergencia para la evacuación.

La Junta de ASCE autorizó los fondos de SEI y COPRI necesarios para el mapeo de la Zona de Diseño de Tsunami y la Amplitud de Tsunami en alta mar, dentro del proyecto de esta norma. En 2013, el Subcomité de Mapeo y Modelado del Programa Nacional de Mitigación de Riesgos de Tsunami (NTHMP) de la NOAA convocó un grupo de trabajo de Análisis Probabilístico de Riesgo de Tsunami (PTHA) y llevó a cabo una comparación de prototipos de mapas probabilísticos de inundación de tsunami producidos en 2013 por dos investigadores independientes, incluido un equipo de la Universidad de Washington, así como el equipo del Pacific Marine Environmental Laboratory (PMEL) realizando el trabajo para ASCE, para validar los procedimientos clave de la metodología PTHA. El estudio fue revisado y asesorado por un amplio panel de expertos de Modeling and Mapping

Subcomité de NTHMP. El equipo de USGS involucrado en el proceso de consenso científico para la caracterización de fuentes sísmicas para el Programa Nacional de Reducción de Riesgos de Terremotos y los mapas sísmicos de ASCE también se incluyeron en este panel. También participaron geólogos estatales y modeladores de tsunamis de los cinco estados occidentales. Los resultados de esta fase de revisión por pares de 2013–2014 ([Servicio Geológico de California, 2015](#)) se incorporaron al proceso de producción del proyecto de mapeo ASCE 7 de 2014–2015. La metodología PTHA utilizada para desarrollar los Mapas de Zona de Diseño de Tsunami se explica en la Sección de Comentarios C6.7.

El paso final del proceso de PTHA implica el análisis de inundación para determinar el período previo. Los geodatos runup definen la elevación del terreno donde la inundación del tsunami alcanza su límite horizontal.

El conjunto de datos de ejecución de ASCE incluye estos puntos geocodificados que definen las ubicaciones y elevaciones de la ejecución. El límite de inundación en tierra es la línea de extensión suavizada formada por estos puntos discretos de runup, y la Zona de Diseño de Tsunami consiste esencialmente en el área de tierra entre la línea de límite de inundación y la costa. La revisión de los mapas de zonas de diseño de tsunamis de ASCE 7-16 realizada por el Subcomité de cargas y efectos de tsunamis también incluyó una comparación con los resultados de dos modeladores independientes que realizaron trabajos específicos de la región. ASCE 7-16 Tsunami Design Zone Maps for Selected Locations proporciona 62 Tsunami Design Zone Maps presentados en formato PDF y descargables desde <https://doi.org/10.1061/9780784480748>. Las ubicaciones de estos 62 mapas se indican mediante círculos en las Figs. C6.1-1(a) a (i). A fin de

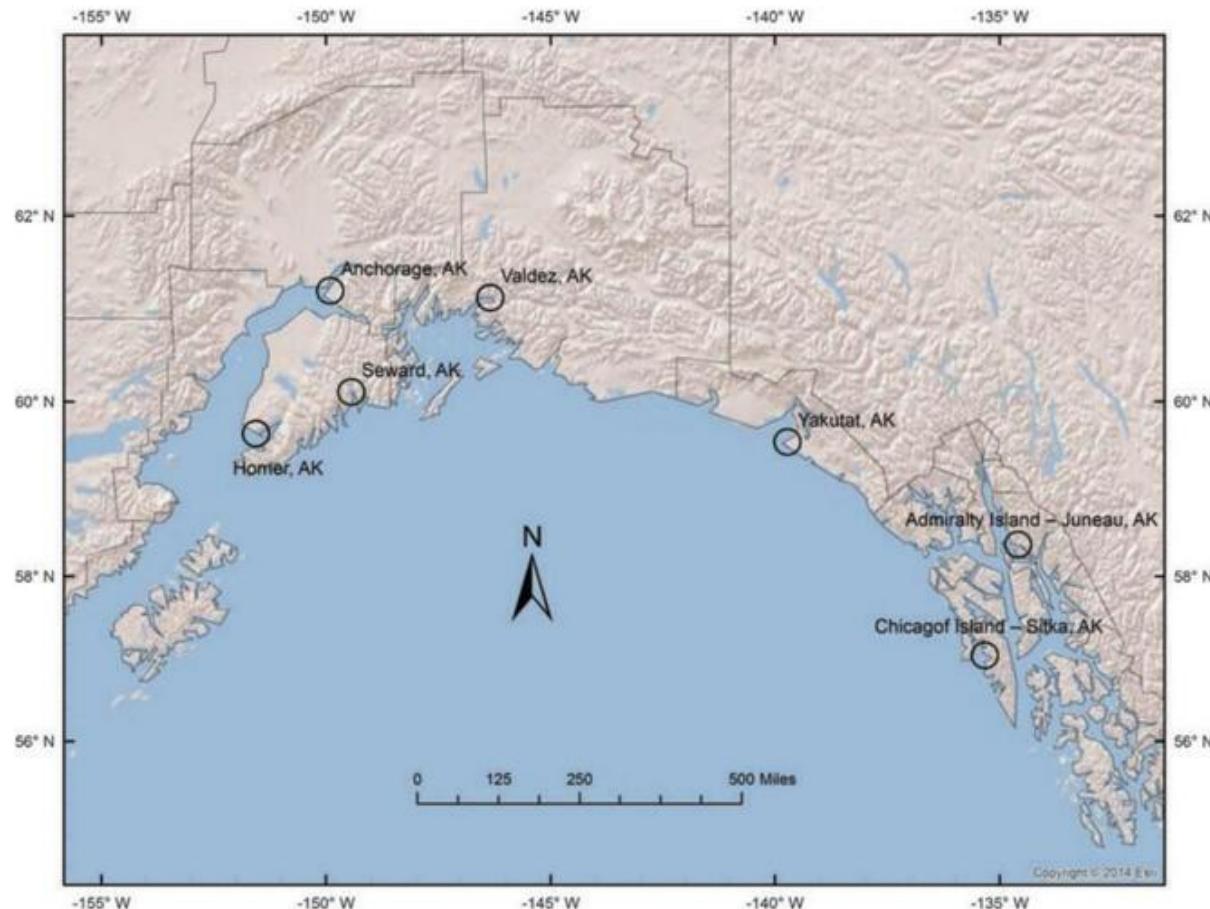


FIGURA C6.1-1(a) Plan clave de ubicación de Alaska, que incluye siete áreas: Anchorage, Valdez, Seward, Yakutat, Homer, Admiralty Island—Juneau y Chichagof Island—Sitka

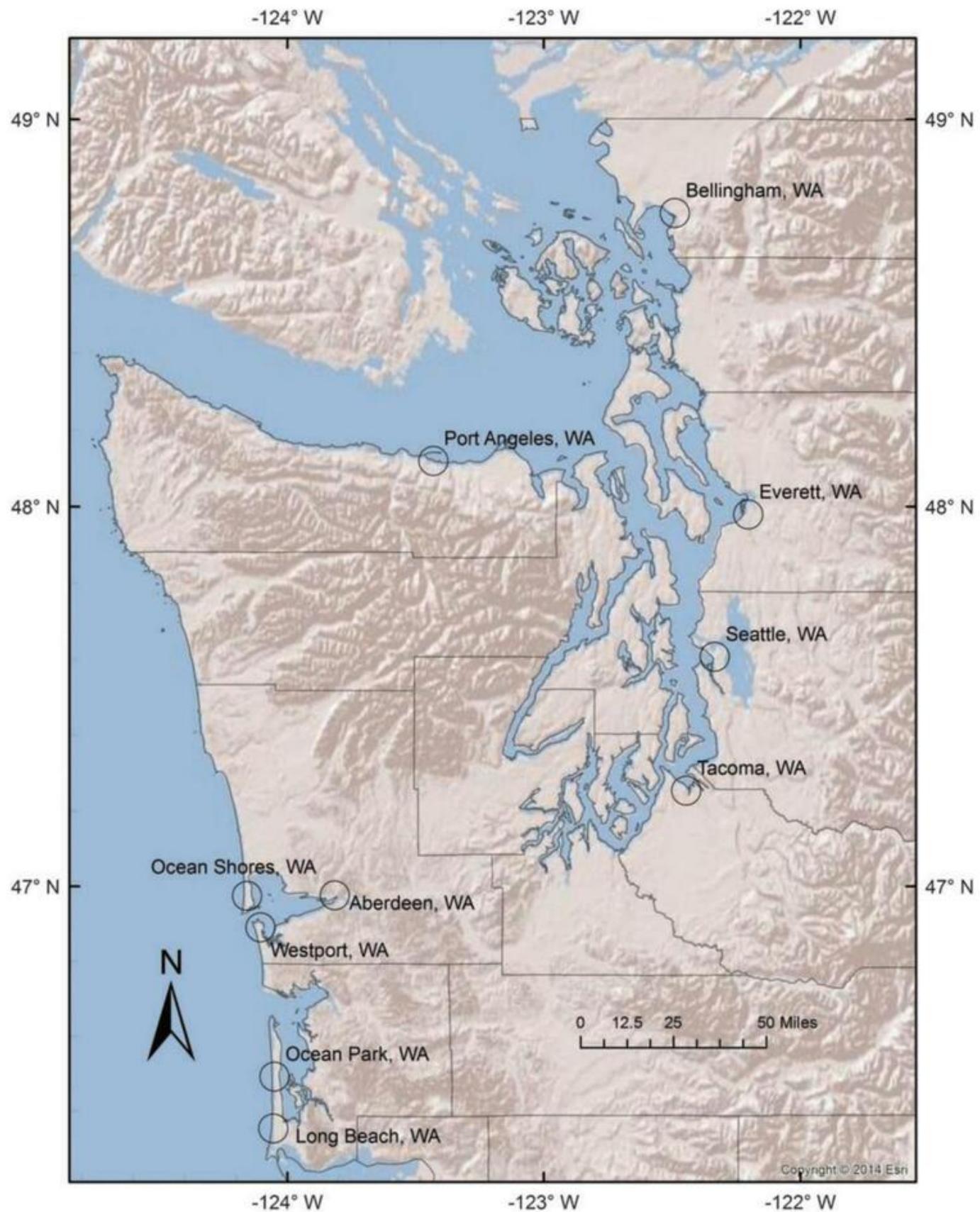


FIGURA C6.1-1(b) Plan clave de ubicación de Washington, que incluye 10 áreas: Bellingham, Port Angeles, Everett, Seattle, Tacoma, Ocean Shores, Aberdeen, Westport, Ocean Park y Long Beach

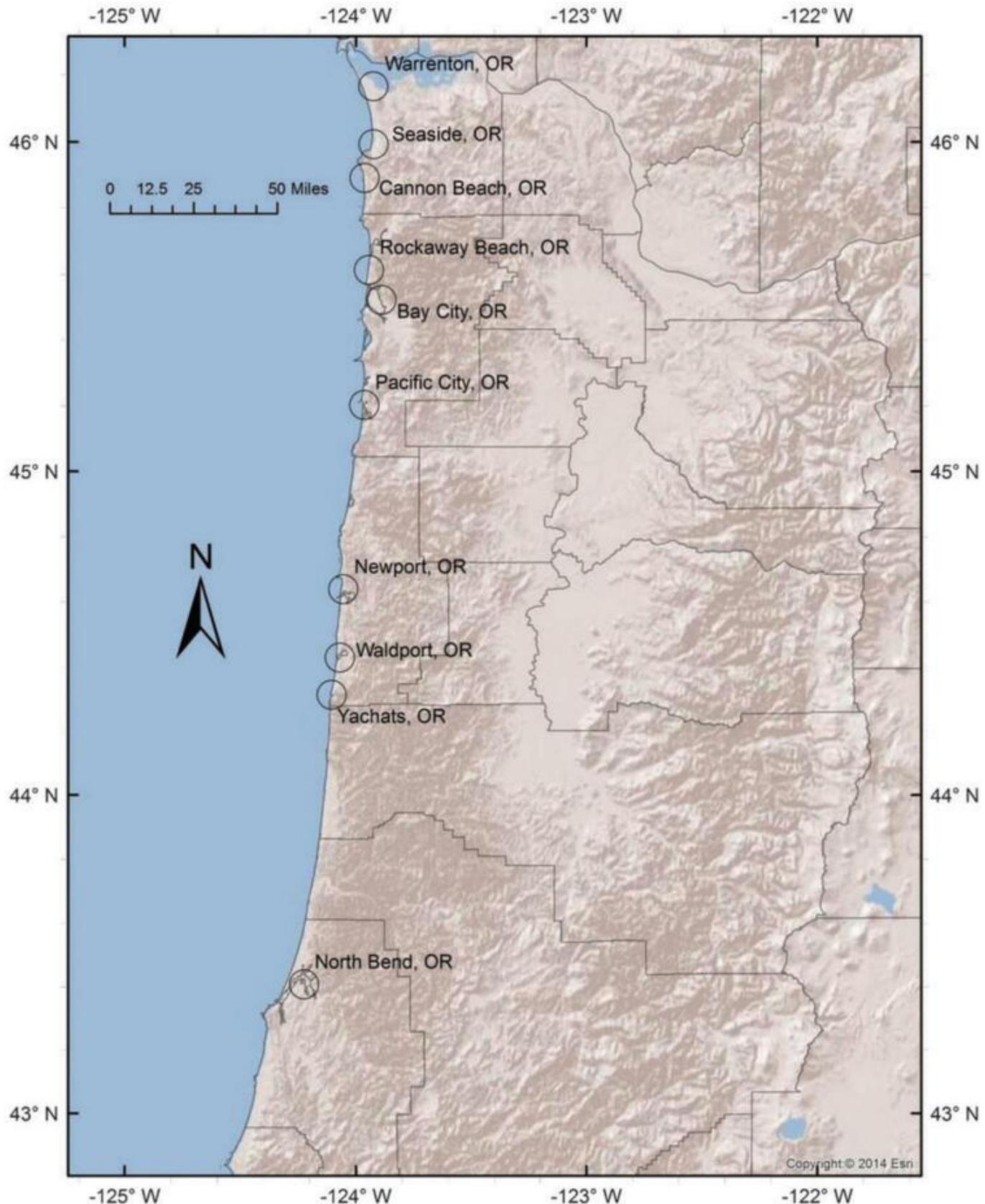


FIGURA C6.1-1(c) Plan clave de ubicación de Oregón, que incluye 10 áreas: Warrenton, Seaside, Cannon Beach, Rockaway Beach, Bay City, Pacific City, Newport, Waldport, Yachats y North Bend

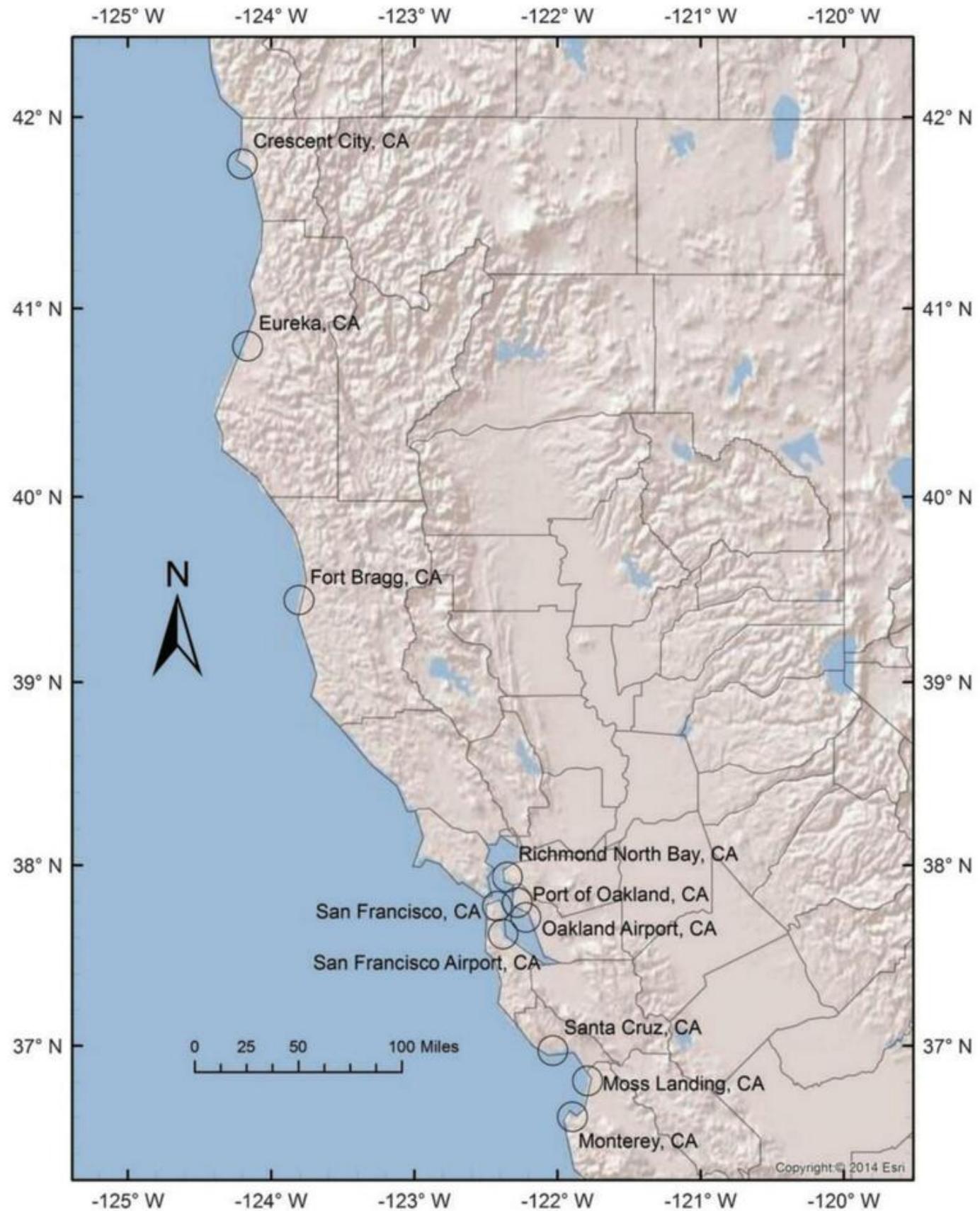


FIGURA C6.1-1(d) Plan clave de ubicación del norte de California, que incluye 11 áreas: Crescent City, Eureka, Fort Bragg, Richmond North Bay, Puerto de Oakland, San Francisco, Aeropuerto de Oakland, Aeropuerto de San Francisco, Santa Cruz, Moss Landing y Monterey

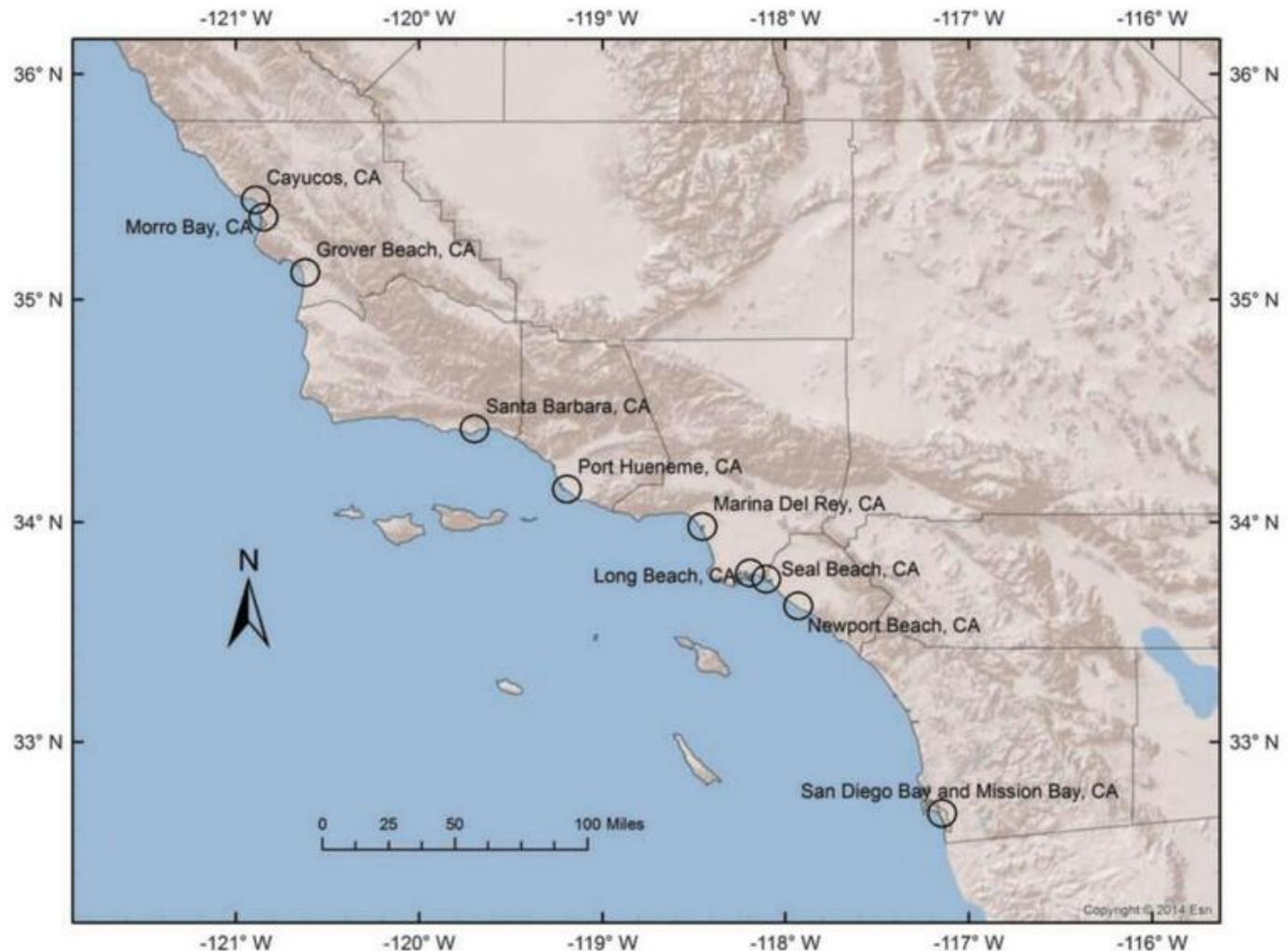


FIGURA C6.1-1(e) Plan clave de ubicación del sur de California, que incluye 10 áreas: Cayucos, Morro Bay, Grover Beach, Santa Bárbara, Puerto Hueneme, Marina del Rey, Long Beach, Seal Beach, Newport Beach y San Diego Bay y Mission Bay

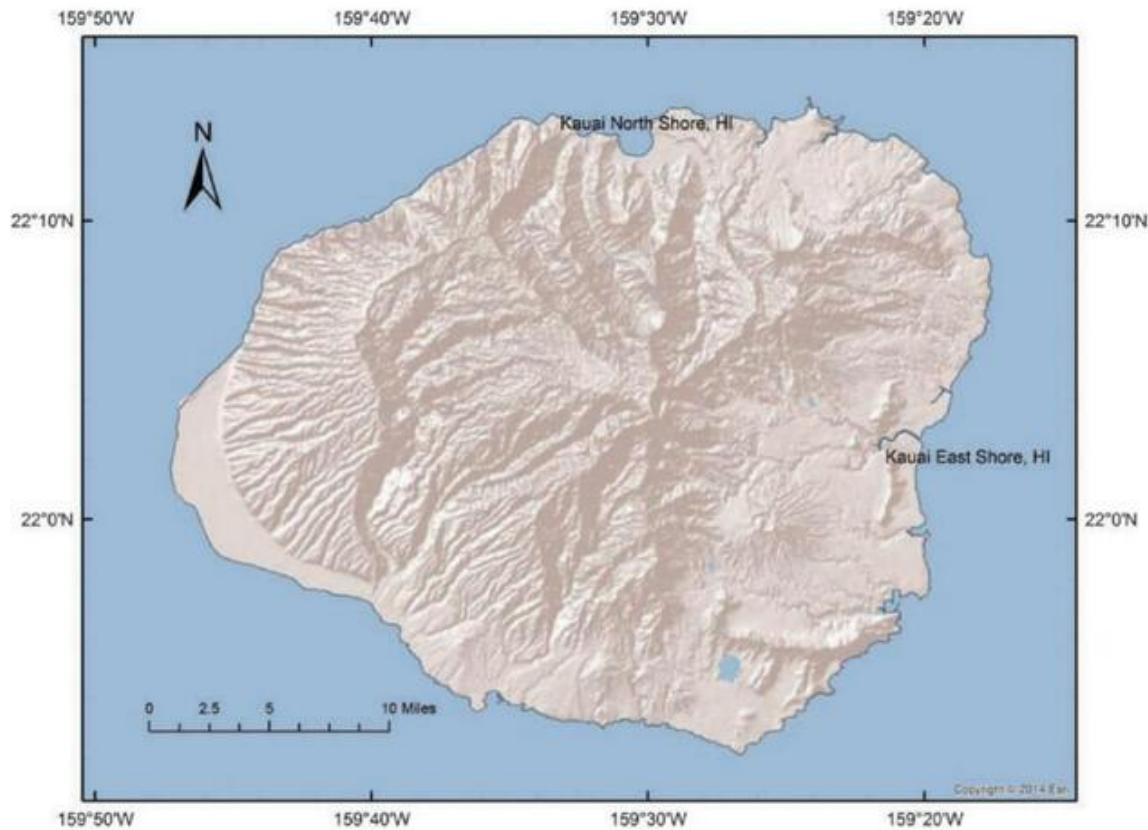


FIGURA C6.1-1(f) Isla de Kauai, Hawái, Plan clave de ubicación, que incluye dos áreas: Kauai North Shore y Kauai East Shore

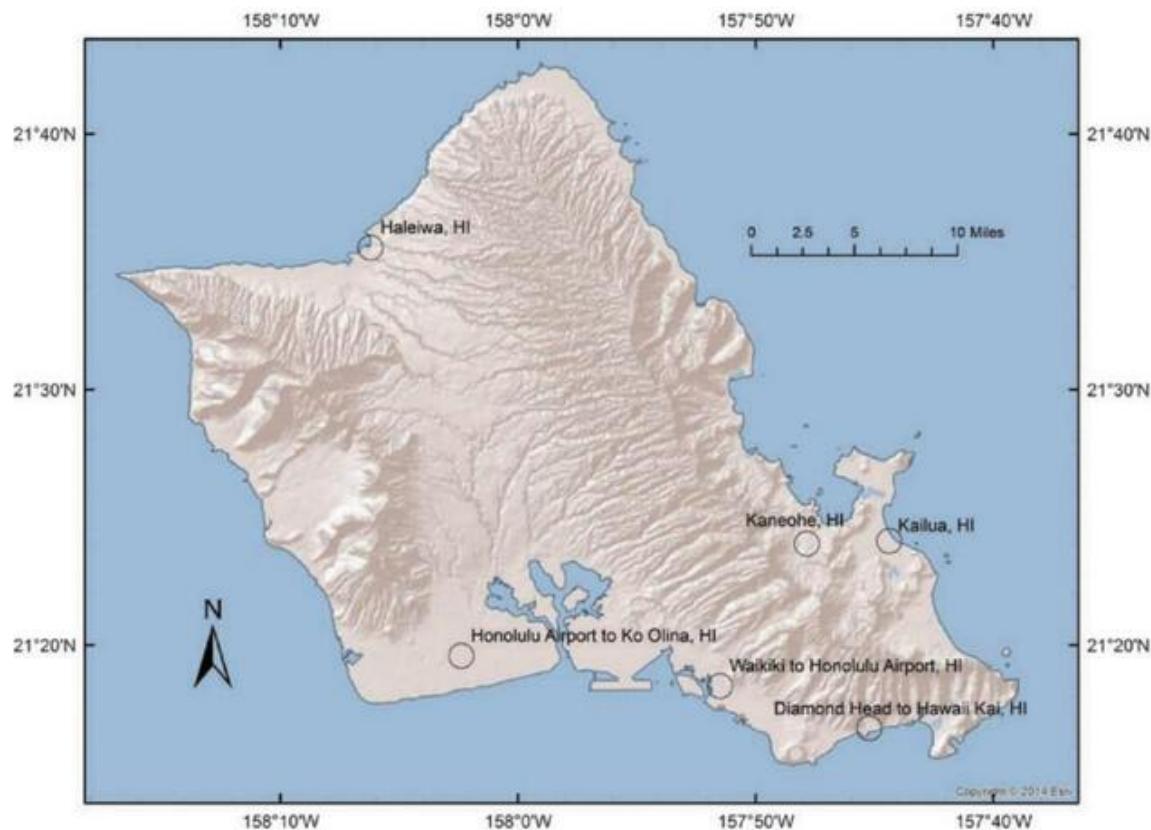


FIGURA C6.1-1(g) Isla de Oahu, Hawái, plan clave de ubicación, incluidas seis áreas: Haleiwa, Kaneohe, Kailua, aeropuerto de Honolulu a Ko Olina, Waikiki al aeropuerto de Honolulu y Diamond Head a Hawaii Kai

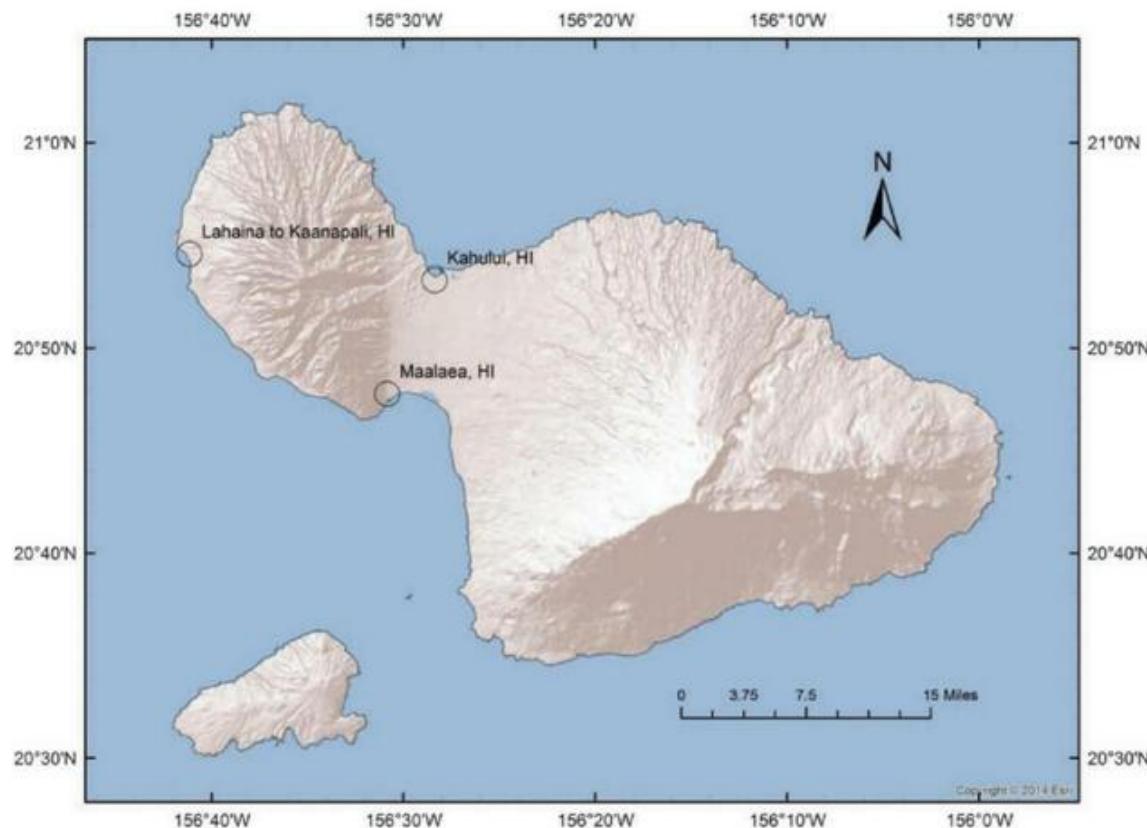


FIGURA C6.1-1(h) Isla de Maui, Hawái, plan clave de ubicación, que incluye tres áreas: de Lahaina a Kaanapali, Kahului y Maalaea

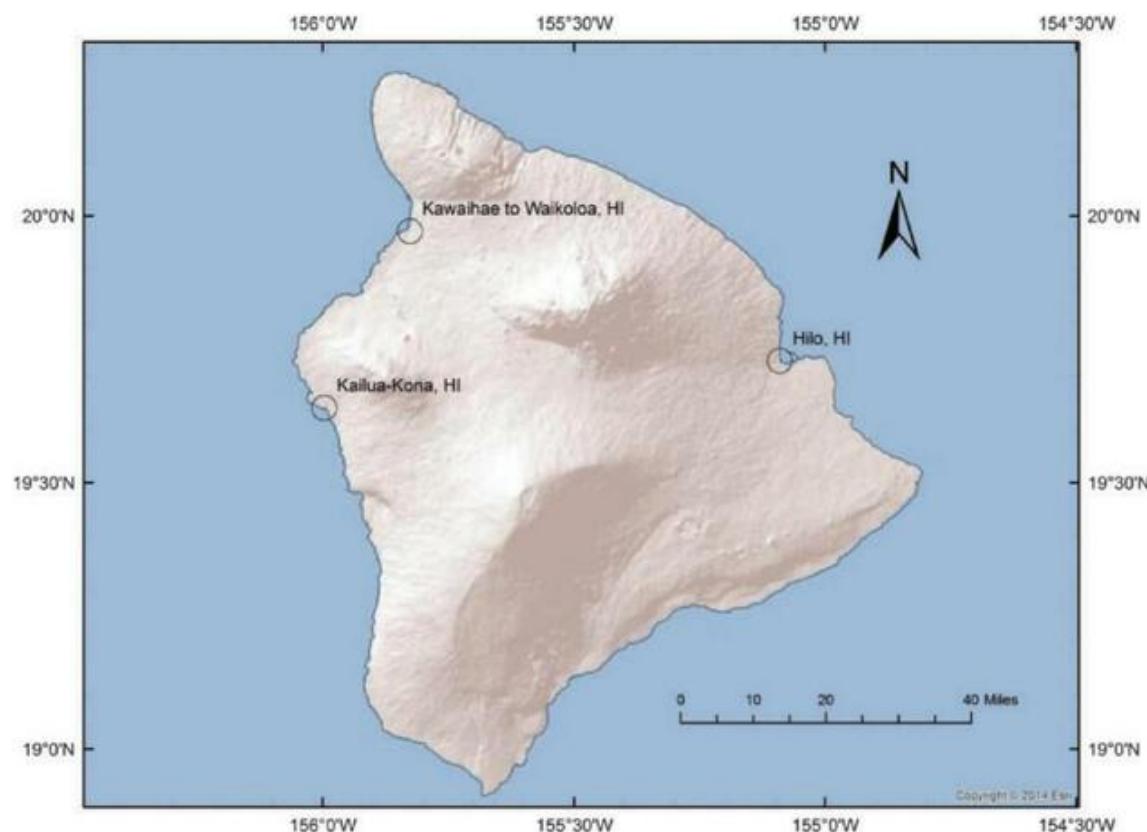


FIGURA C6.1-1(i) Isla de Hawái, Hawái, plan clave de ubicación, incluidas tres áreas: de Kawaihae a Waikoloa, Hilo y Kailua-Kona

FIGURA C6.1-2 Efectos del cambio relativo del nivel del mar y el hundimiento sísmico regional en la inundación por tsunami

Al definir la Zona de Diseño de Tsunami, estos mapas en PDF se consideran equivalentes a los resultados proporcionados por la Geodatabase de Diseño de Tsunami de ASCE 7 para las áreas correspondientes y se producen con el runup, los datos de puntos GIS y los datos de la Zona de Diseño de Tsunami en la Geodatabase.

ASCE 7-16 Tsunami Design Zone Maps for Selected Locations también incluye un informe preparado para ASCE, "Probabilistic Tsunami Design Maps for the ASCE 7-16 Standard", que describe el desarrollo de los mapas de zonas de diseño probabilístico de tsunamis de 2500 años y es adecuado como un manual de usuario adjunto.

Los conjuntos de datos clave de la Geodatabase de diseño de tsunamis de la ASCE son los puntos de ejecución. Estos están organizados por segmentos de costa para cada uno de los cinco estados occidentales (la extensión se muestra en la Fig. C6.1-1(a) a (i)).

Los datos de la Geodatabase de diseño de tsunamis de ASCE están basados en la web y no requieren software propietario (<http://asce7tsunami.online>).

El efecto del hundimiento sísmico, típicamente siguiendo el modelo de deformación reconocido de Okada (1985) ilustrado en la Fig. C6.1-1, se considera dentro del modelado utilizado para desarrollar los límites de inundación mapeados de la Fig. 6.1-1. La Fig. C6.1-2 ilustra los efectos del aumento relativo del nivel del mar y el hundimiento sísmico en la inundación por tsunami. Tenga en cuenta que en las regiones de subducción, la tendencia a largo plazo de la elevación del suelo puede ser el levantamiento, pero el ingeniero no debe considerar extrapolación esta tendencia para reducir la inundación de diseño, ya que el mecanismo sísmico de subducción hará que este levantamiento temporal sea eliminado por el hundimiento sísmico.

En la Fig. C6.1-3 se proporciona un esquema general de los pasos principales en el análisis de tsunamis y los requisitos de diseño .

## C6.2 DEFINICIONES

Las definiciones de ASCE se desarrollaron después de una revisión de la literatura internacional antes de 2013 que, en general, no tenía una consistencia uniforme de la terminología de tsunami. Además, algunas referencias pueden utilizar terminología de forma de onda relevante para documentar los efectos locales de un tsunami histórico, pero que no eran directamente aplicables a la especificación de un tsunami probabilístico para fines de diseño. Sin embargo, la publicación de un glosario de tsunamis revisado por la Comisión Oceanográfica Intergubernamental (2013) debería dar lugar a una mayor coherencia, y la terminología de la ASCE es compatible con ese documento.

En particular, como se ilustra en la Fig. 6.2-1, los términos clave para la definición de tsunami son el Tsunami Máximo Considerado, la Amplitud del Tsunami en alta mar, la profundidad de la inundación, la elevación de la carrera y el límite de la inundación.

Este estándar define el tamaño de un Tsunami Máximo Considerado probabilístico a una profundidad costa afuera estandarizada de 328 pies (100 m), utilizando su amplitud por encima o por debajo del nivel ambiental del mar. Este nivel es diferente del pico a la altura del tsunami. En el análisis de riesgo de tsunami específico del sitio, a menudo se utiliza en los modelos un nivel del mar de referencia del nivel medio alto del agua.

Sin embargo, en tierra, el Datum Vertical Norteamericano 88, también conocido como NAVD 88 (Zilkoski et al. 1992), se adopta como el datum de referencia común para la elevación del suelo y las elevaciones de carrera de tsunami resultantes del Tsunami Máximo Considerado. Por este dato, la "línea de costa" es donde la elevación NAVD 88 es cero. Fuera de los Estados Unidos continentales, se pueden usar en la práctica otros datos de referencia adoptados, y los resultados de un análisis de riesgo de tsunami específico del sitio deben coordinarse con el dato de referencia local apropiado. Otra definición clave es el número de Froude, la velocidad del flujo no dimensional; En este capítulo, cuando se especifica el número de Froude, el ingeniero debe reconocer que este número define explícitamente una relación prescrita de velocidad en función de la profundidad de la inundación.

A partir de la edición de 2016 de esta norma, la región propensa a tsunamis comprende los estados de Alaska, Washington, Oregón, California y Hawái; esta región está sujeta a la adición de otras áreas una vez que se realicen más Análisis Probabilísticos de Riesgo de Tsunami que demuestren un runup de más de 3 pies (0,914 m).

## C6.3 SÍMBOLOS Y NOTACIÓN

La simbología particular de diseño de tsunamis para la cual el usuario puede desear aclaración incluye lo siguiente:

$V_w$  = volumen general de agua desplazada que el ingeniero necesita calcular en función de la condición de carga y la configuración estructural. Las ecuaciones de carga utilizan el símbolo  $\gamma$  para la densidad de peso y  $\rho$  para la densidad de masa. En general, esta notación aclara y distingue la mecánica de fluidos de los efectos hidrostáticos de los efectos hidrodinámicos.

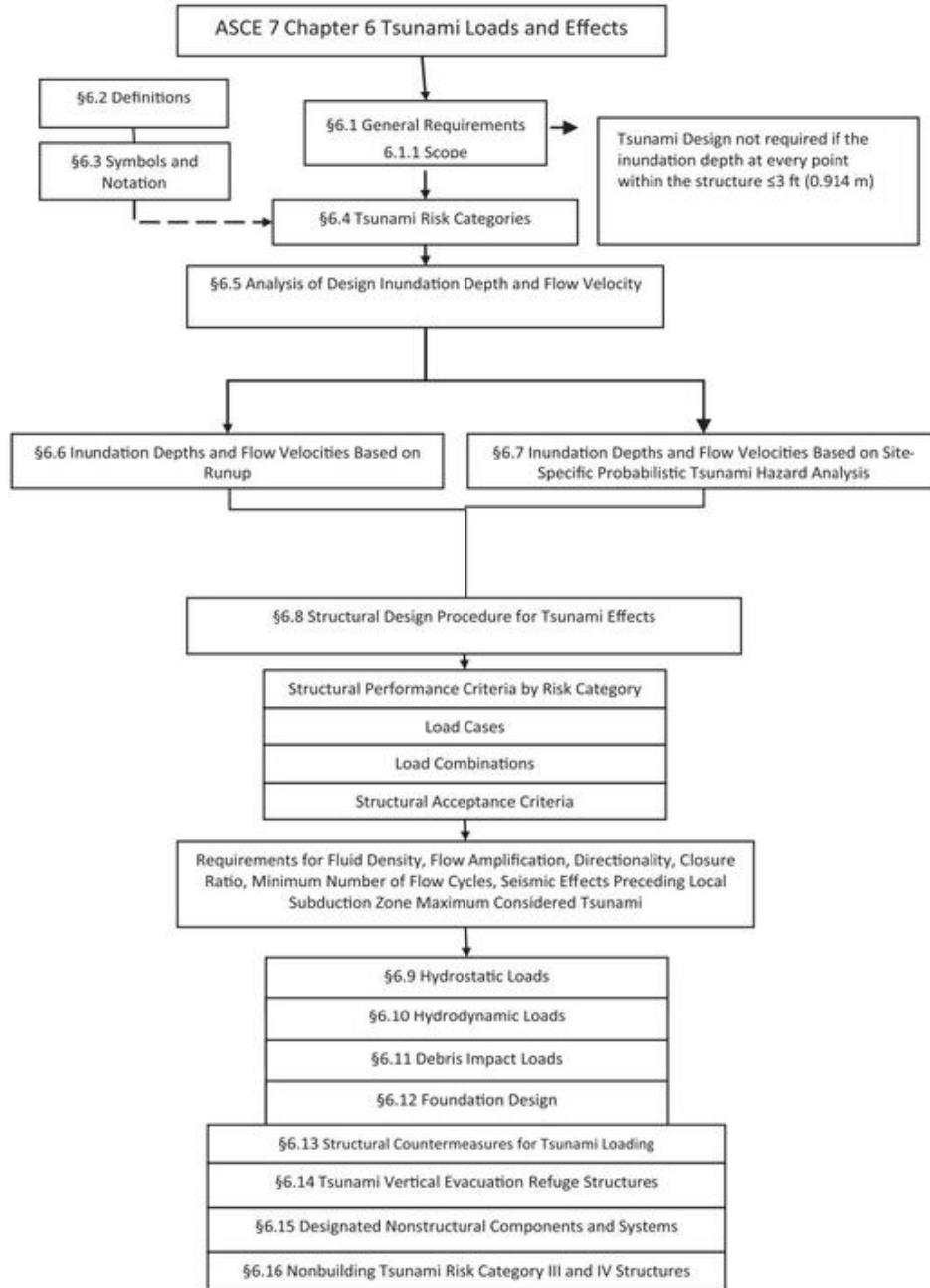


FIGURA C6.1-3 Organización general del Capítulo 6

#### C6.4 CATEGORÍAS DE RIESGO DE TSUNAMI

Esta norma clasifica las instalaciones de acuerdo con la Categoría de Riesgo artículos que reconocen la importancia o criticidad de la instalación. En el capítulo sobre tsunamis, se incluyen definiciones modificadas adicionales de las Categorías de riesgo para las Categorías de riesgo de tsunami III y IV con respecto a los criterios funcionales/de ocupación específicos. Las Instalaciones Críticas designadas por los gobiernos locales están incluidas en la Categoría III de Riesgo de Tsunami. Las instalaciones esenciales están incluidas en la Categoría IV de Riesgo de Tsunami.

Las Instalaciones Críticas se incluyen en la Categoría III de Riesgo de Tsunami solo si así lo designan los gobiernos locales, como estaciones generadoras de energía, instalaciones de tratamiento de agua para

agua, instalaciones de tratamiento de aguas residuales y otras instalaciones de servicios públicos no incluidas en la Categoría de Riesgo IV. Las instalaciones críticas incorporan las instalaciones necesarias para las funciones críticas de la misión después del tsunami o las instalaciones que tienen roles más críticos en la recuperación de la comunidad y los servicios comunitarios. Las instalaciones esenciales son aquellas instalaciones necesarias para la respuesta de emergencia. Según lo aprobado por la Junta Directiva de la ASCE en 2013, la Declaración de política de la ASCE 518 (2013b) establece: "La infraestructura crítica incluye sistemas, instalaciones y activos tan vitales que su destrucción o incapacitación tendría un impacto debilitante en la seguridad nacional, la economía o salud pública, seguridad y bienestar". FEMA P-543 (2007) establece: "Las instalaciones críticas comprenden todos los servicios públicos y privados.

instalaciones consideradas por una comunidad como esenciales para la prestación de servicios vitales, la protección de poblaciones especiales y la provisión de otros servicios de importancia para esa comunidad". En el uso general, el término "Instalaciones críticas" se usa para describir todas las estructuras u otras mejoras que, debido a su función, tamaño, área de servicio o singularidad, tienen el potencial de causar lesiones corporales graves, daños extensos a la propiedad o interrupción de actividades socioeconómicas vitales si son destruidas o dañadas, o si su funcionalidad se ve afectada.

Las instalaciones críticas comúnmente incluyen todas las instalaciones públicas y privadas que una comunidad considera esenciales para la prestación de servicios vitales y para la protección de la comunidad. Por lo general, incluyen instalaciones de respuesta a emergencias (estaciones de bomberos, estaciones de policía, escuadrones de rescate y centros de operaciones de emergencia, o EOC), instalaciones de custodia (cárcel y otros centros de detención, centros de atención a largo plazo, hospitales y otras instalaciones de atención médica), escuelas, refugios de emergencia, servicios públicos (suministro de agua, instalaciones de tratamiento de aguas residuales y energía), instalaciones de comunicaciones y cualquier otro activo que la comunidad determine que es de importancia crítica para la protección de la salud y la seguridad de la población.

El número y la naturaleza de las Instalaciones Críticas en una comunidad pueden diferir mucho de una jurisdicción a otra, y estas instalaciones suelen incluir tanto instalaciones públicas como privadas. En este sentido, cada comunidad necesita determinar la importancia relativa de las instalaciones de propiedad pública y privada que brindan servicios vitales, brindan funciones importantes y protegen a poblaciones especiales.

No es necesario incluir una serie de Instalaciones Esenciales en Riesgo de Tsunami Categoría IV porque deben ser evacuados antes de la llegada del tsunami. Esto incluye estaciones de bomberos, instalaciones de ambulancias y garajes para vehículos de emergencia. Estas instalaciones pueden estar necesariamente ubicadas dentro de la Zona de Diseño de Tsunami porque deben servir al interés público de manera oportuna, pero diseñar las estructuras para las cargas y los efectos de un tsunami podría ser prohibitivamente costoso con un beneficio mínimo para la resiliencia de la comunidad. Los recursos de respuesta de emergencia evacuados aún estarían disponibles después del tsunami. Tampoco se incluyen en la Categoría IV de Riesgo de Tsunami los refugios contra terremotos y huracanes porque estos tipos de refugios para otros peligros no se deben usar durante un tsunami. Los refugios contra terremotos en particular son instalaciones de atención masiva después de un desastre, ya que los terremotos no tienen una advertencia previa efectiva. Como tal, estos refugios contra terremotos no sirven para ningún propósito como refugio de evacuación por tsunami antes de la llegada del tsunami. Los hangares de aeronaves de emergencia tampoco están incluidos en la Categoría IV de riesgo de tsunami porque estas aeronaves tendrían que desplegarse fuera de la zona de inundación para garantizar que funcionen después del tsunami. En coordinación con el plan de recuperación y respuesta ante emergencias de la jurisdicción, se podría considerar la designación de ciertas instalaciones como categoría de riesgo de tsunami II o III, si se considera que no se requieren únicamente para las operaciones posteriores al desastre o si dicha funcionalidad puede proporcionarse de manera suficiente a partir de un evento posterior al tsunami. establecimiento alternativo.

Las Estructuras de Refugio de Evacuación Vertical de Tsunami están incluidas en la Categoría IV de Riesgo de Tsunami debido a su función como refugio seguro para los evacuados durante el tsunami. Si los establecimientos de salud con 50 o más pacientes residentes están ubicados por alguna razón en la Zona de Diseño de Tsunami, se recomienda que dichos establecimientos también se diseñen de acuerdo con la Categoría de Riesgo IV de Tsunami en lugar de la Categoría de Riesgo III. La altura de la estructura debe permitir un número suficiente de niveles elevados de piso para la evacuación vertical de pacientes, similar a una Estructura de Refugio de Evacuación Vertical de Tsunami debido a la dificultad con

evacuar a los pacientes de vida asistida de manera oportuna antes de la inundación.

#### C6.5 ANÁLISIS DE LA PROFUNDIDAD DE INUNDACIÓN DE DISEÑO Y VELOCIDAD DE FLUJO

Existen dos procedimientos para determinar la profundidad y las velocidades de la inundación en un sitio: (1) Análisis de la línea de grado de energía, que toma la elevación de avance y el límite de inundación indicados en el Mapa de zona de diseño de tsunami como el punto de solución objetivo de un análisis hidráulico a lo largo de la topografía. transecto desde la línea de la costa hasta el punto de llegada; y (2) un análisis de inundación específico del sitio de al menos un modelo numérico bidimensional promediado en profundidad que utiliza la Amplitud del tsunami en alta mar, el período de la ola que es una propiedad conservada (durante la formación de bancos, la escala de tiempo de la ola del tsunami en general apenas cambia), y otros parámetros de forma de onda como entrada a una simulación numérica que incluye un modelo de elevación digital de alta resolución.

El análisis de línea de grado de energía, que ha sido desarrollado para producir parámetros de flujo de diseño conservadores, siempre se realiza para estructuras de categoría de riesgo de tsunami II, III y IV. El procedimiento de análisis de inundación específico del sitio puede o no ser necesario, según la categoría de riesgo de tsunami de la estructura. No se requiere un análisis de inundación específico del sitio, pero se puede usar, para estructuras de Categoría de Riesgo de Tsunami II y III. El procedimiento de análisis de inundación específico del sitio se realiza para estructuras de categoría IV de riesgo de tsunami, a menos que el análisis de la línea de grado de energía muestre que la profundidad de la inundación es inferior a 12 pies (3,66 m) en la estructura. Sin embargo, las Estructuras de Refugio Vertical de Tsunami siempre utilizarán un análisis de inundación específico del sitio, independientemente de la profundidad de la inundación producida por el Análisis de Línea de Grado de Energía.

Una simulación computarizada precisa puede capturar flujo bidimensional y efectos de direccionalidad que un análisis de transecto lineal no puede, por lo que es particularmente útil como una investigación diligente adicional de las características de flujo para estructuras de Categoría de Riesgo IV. Sin embargo, los códigos numéricos supuestamente exactos no tienen en cuenta la incertidumbre de la técnica de modelado, lo que puede llevar a subestimar la velocidad del flujo. La responsabilidad fundamental de la filosofía de la ingeniería requiere la consideración de las consecuencias de la subestimación del riesgo de falla del diseño, a diferencia de la filosofía científica académica que busca el mejor valor medio representado con alta precisión sin la carga de otras preocupaciones. El análisis de línea de grado de energía menos preciso desarrollado por el Subcomité de Cargas y Efectos de Tsunami de la ASCE incluye deliberadamente esa tolerancia para la incertidumbre, además de proporcionar una solución en el contexto familiar de fundamentos hidráulicos de ingeniería bien establecidos que pueden ayudar al juicio de un ingeniero. Por lo tanto, el Análisis de línea de grado de energía proporciona una medida de confiabilidad estadística de ingeniería que se utiliza para establecer una proporción del Análisis de línea de grado de energía como un "valor mínimo" por debajo del cual no deben caer varias técnicas de simulación de modelos numéricos, particularmente para la velocidad del flujo. Para establecer la asignación estadística adecuada y el sesgo conservador en el método de análisis de línea de grado de energía, se realizaron 36 y 000 simulaciones de códigos numéricos de prueba frente al método de análisis de línea de grado de energía.

Sin esta limitación, como se establece en la Sección 6.7.6.8, habría habido confiabilidad inconsistente entre los dos métodos. Es por eso que para las estructuras de Categoría de Riesgo IV de alto valor inherente, ambas técnicas son valiosas para realizar, pero por razones bastante diferentes pero importantes (características de flujo bidimensional y velocidad de flujo).

La Tabla C6.5-1 indica los procedimientos necesarios de análisis de profundidad de inundación y velocidad de flujo de acuerdo con la Sección 6.5

Tabla C6.5-1 Procedimientos de análisis de profundidad de inundación y velocidad de flujo donde se da el runup en la Fig. 6.1-1

Categoría de riesgo de tsunami (TRC) Estructura Clasificación				
Procedimiento de Análisis Usando el Mapa de Zona de Diseño de Tsunami de la Fig. 6.1-1	CVR II	CVR III	TRC IV (excluyendo TVRS)	TRC IV: tsunami vertical Refugio de Evacuación Refugio (TVS)
Sección 6.5.1.1 ( Análisis R <sub>y</sub> HT)	No permitido	No permitido	No permitido	No permitido
Sección 6.6 (Análisis de línea de grado de energía)	ÿ	ÿ ÿ		
	Si la profundidad de inundación del MCT es $\geq$ 3 pies (0,914 m)a , el Capítulo 6 no se aplica Permitido; si se aplica	Si la profundidad de inundación del MCT es $\geq$ 3 pies (0,914 m)a , el Capítulo 6 no se aplica		
Sección 6.7 (Análisis de sitios específicos)	la profundidad de inundación del MCT es $\geq$ 3 pies (0,914 m)a , el Capítulo 6 no se aplica	la profundidad de inundación del MCT es $\geq$ 3 pies (0,914 m)a , el Capítulo 6 no se aplica	ÿ	ÿ
			Requerido si la profundidad de inundación del análisis de línea de grado de energía es $\geq$ 12 pies (3,66 m)a	

Notas: ÿ indica un procedimiento requerido. MCT significa Tsunami Máximo Considerado.

<sup>a</sup> Profundidad de inundación del MCT, incluido el componente de aumento del nivel del mar, según la Sección 6.5.3.

Tabla C6.5-2 Procedimientos de análisis de profundidad de inundación y velocidad de flujo donde el runup se calcula a partir de la Fig. 6.7-1

Categoría de riesgo de tsunami (TRC) Estructura Clasificación				
Procedimiento de análisis	CVR II	CVR III	TRC IV (excluyendo TVRS)	TRC IV: tsunami vertical Refugio de Evacuación Refugio (TVS)
Sección 6.5.1.1 (R <sub>y</sub> HT ) Análisis	ÿ	ÿ	No permitido	No permitido
Sección 6.6 (Análisis de línea de grado de energía)	ÿ	ÿ ÿ		
	Si la profundidad de inundación del MCT es $\geq$ 3 pies (0,914 m)a , el Capítulo 6 no se aplica Permitido; si la profundidad de inundación del MCT es $\geq$ 3 pies (0,914 m)a , el Capítulo 6 no se aplica	Si la profundidad de inundación del MCT es $\geq$ 3 pies (0,914 m)a , el Capítulo 6 no se aplica Permitido; si la profundidad de inundación del MCT es $\geq$ 3 pies (0,914 m)a , el Capítulo 6 no se aplica	ÿ	ÿ
Sección 6.7 (Análisis de sitios específicos)				

Notas: ÿ indica un procedimiento requerido. MCT significa Tsunami Máximo Considerado.

<sup>a</sup> Profundidad de inundación del MCT, incluido el componente de aumento del nivel del mar, según la Sección 6.5.3.

para cada Categoría de Riesgo de Tsunami, para las ubicaciones que se muestran en el Mapa de Zona de Diseño de Tsunami de la Fig. 6.1-1.

La Tabla C6.5-2 indica los procedimientos de análisis de profundidad de inundación y velocidad de flujo necesarios de acuerdo con la Sección 6.5 por Categoría de riesgo de tsunami para ubicaciones donde el límite de inundación no se muestra en el Mapa de zona de diseño de tsunami de la Fig. 6.1-1 pero donde el Mar adentro La amplitud del tsunami se muestra en la Fig. 6.7-1.

En ciertas regiones y topografías, por ejemplo, en áreas remotas de Alaska, el mapeo detallado de límites de inundación no está disponible. Cuando no se disponga de un mapa de límites de inundación de la autoridad competente, se utilizará un runup basado en el factor dado en la ecuación. (6.5-2), multiplicado por la Amplitud de Tsunami en alta mar, se puede utilizar con el Análisis de línea de grado de energía para estructuras de Categoría de riesgo de tsunami II y III. La guía para estimar la elevación del runup por este factor aproximado multiplicado por la amplitud del tsunami en alta mar se deriva de la investigación japonesa informada en Murata et al. (2010), junto con las relaciones runup desarrolladas por Synolakis (1986), Li (2000) y Li y Raichlen (2001, 2003); simulaciones numéricas; y observaciones de campo del tsunami Tohoku-Oki de 2011.

Dado que existe un gran volumen de literatura sobre la predicción de la carrera de un tsunami por métodos analíticos, por experimentos de laboratorio,

y mediante el modelado numérico, se puede usar un método basado en literatura revisada por pares para refinar la predicción de runup en ciertos casos. En estos casos, la topografía de la costa, el ángulo de pendiente del perfil cercano a la costa y la batimetría en alta mar deben corresponder a las condiciones de diseño. Li y Raichlen (2001, 2003) presentan expresiones analíticas para calcular el runup de olas solitarias en condiciones de rompimiento y no rompimiento; Madsen y Schäffer (2010) resumen expresiones analíticas para el runup de formas de onda no solitarias, como ondas N y trenes de ondas transitorias; y Didenkulova y Pelinovsky (2011) abordan la amplificación de olas solitarias en bahías en forma de U.

La figura C6.5-1 se basa principalmente en las relaciones de runup desarrolladas por Li y Raichlen para olas rompiientes y no rompiientes para predecir la relación de runup, R, con respecto a la amplitud del tsunami en alta mar, HT , función de  $\gamma$ , el ángulo de pendiente del perfil cercano a la costa. Los experimentos se llevaron a cabo para ángulos de talud de perfil cerca de la costa de menos de 1:50 y muestran una relación de runup máxima cercana a 4 y un runup decreciente para pendientes poco profundas. La curva envolvente representa casi un límite superior del runup previsto para el rango de alturas de las olas [16,4 pies a 65,6 pies (5 m a 20 m)], 0,05  $\leq$  HT  $\leq$  0,2 en áreas donde no se ha mapeado ningún límite de inundación. La figura C6.5-1 muestra las relaciones runup utilizadas para determinar la curva envolvente. El valor máximo de R<sub>y</sub>HT =4.0 sigue la guía de

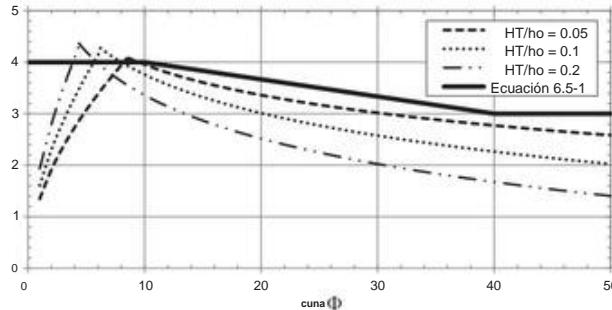


FIGURA C6.5-1 Razón de Runup  $\bar{R}_{yHT}$ , como Función de la Pendiente Media del Perfil Cercano a la Costa,  $\cot \bar{y}$  para Alturas Relativas de Olas  $HT \bar{y}_0 = 0.05, 0.1$  y  $0.2$

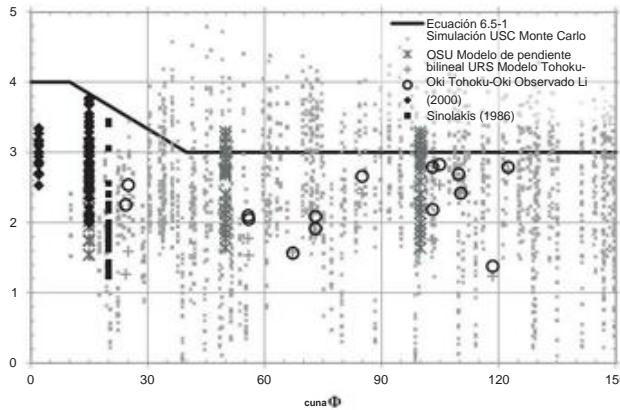


FIGURA C6.5-2 Razón de aceleración  $\bar{R}_{yHT}$ , como función de la pendiente media del perfil cercano a la costa,  $\cot \bar{y}$ , que muestra datos de laboratorio, modelo y campo

Murata et al. (2010). El valor mínimo de  $\bar{R}_{yHT} = 3.0$  se basa en las observaciones de campo del tsunami Tohoku-Oki de 2011, así como en los resultados de los modelos numéricos.

La Fig. C6.5-2 presenta la ecuación envolvente de la Fig. C6.5-1 junto con observaciones de campo del tsunami de Tohoku de 2011 y los resultados de modelos numéricos y físicos de runups reales e idealizados, junto con un gran catálogo de simulaciones

Runups para 36,000 combinaciones posibles de ángulo de pendiente de perfil cercano a la costa y topografía en tierra. Los datos de campo y del modelo numérico sugieren que la relación entre el runup y la amplitud del tsunami en alta mar no se reduce mucho a medida que aumenta el ángulo de pendiente del perfil cerca de la costa. Además, las pendientes poco profundas (valores altos de  $\cot \bar{y}$ ) observadas en el campo caen fuera del rango posible en los experimentos físicos.

En la práctica de la ingeniería costera, la aceleración de las olas se analiza comúnmente utilizando un parámetro adimensional llamado similitud de surf o número de Iribarren. El parámetro de similitud del oleaje caracteriza el runup utilizando una combinación de inclinación y pendiente de la ola que rige la forma en que la ola evoluciona a medida que pasa de la costa a la costa. Madsen y Schäffer (2010), Hughes (2004) y otros han aplicado el parámetro de similitud del oleaje a los tsunamis. El uso del parámetro de similitud del oleaje para runup es consistente con el diseño de ingeniería costera en todo el mundo.

El parámetro de similitud del oleaje,  $\bar{y}_{100}$ , para esta aplicación a la ingeniería de tsunamis se define de la siguiente manera:

$$\text{TTSU} = \cot \bar{y} p - g \bar{y}^2 \bar{H} p \bar{y}_{100} \quad (\text{C6.5-1})$$

donde  $\bar{y}$  es el ángulo de pendiente medio del Perfil Cercano a la Costa tomado desde la profundidad del agua de 328 pies (100 m) hasta la elevación del Nivel Medio de Agua Alta a lo largo del eje del transecto topográfico para el sitio.  $\bar{H}$  es la amplitud del tsunami en alta mar y TTSU es el período de onda del tsunami a una profundidad de agua de 328 pies (100 m).

Las relaciones de aceleración de las observaciones de campo, así como del modelado físico y numérico, se muestran como una función de  $\bar{y}_{100}$  en la Fig. C6.5-3 junto con una curva envolvente que abarca la mayoría de los datos. Los valores atípicos se encuentran en áreas donde se espera que ocurra el enfoque de las olas y para simulaciones de Monte Carlo con alturas de cresta muy pequeñas en relación con los valles, lo que altera los valores de runup relativos.

El uso del parámetro de similitud del oleaje permite una reducción en la altura de carrera relativa para los casos en los que el parámetro de similitud del oleaje es inferior a 6 o superior a 20. Para los valores de campo presentados en la Fig.

C6.5-3, el 30 % de los valores de similitud del oleaje caer en el rango que permitiría una reducción en la altura de aceleración relativa por debajo del valor de 4.

**C6.5.3 Cambio del Nivel del Mar.** El aumento del nivel del mar no se ha incorporado en los mapas de zonas de diseño de tsunamis, y cualquier efecto adicional sobre la inundación en el sitio debe ser

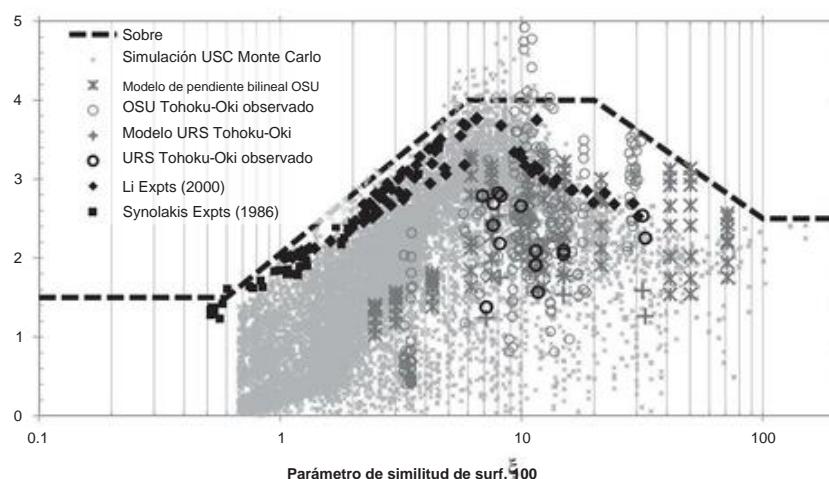


FIGURA C6.5-3 Relación Runup  $\bar{R}_{yHT}$  en función del parámetro de similitud del oleaje

evaluada explícitamente. El enfoque adoptado para considerar los efectos del aumento del nivel del mar es consistente con el proporcionado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. (2013). Para un Tsunami Máximo Considerado determinado, la elevación del runup y la profundidad de la inundación en el sitio aumentan al menos en el futuro aumento relativo del nivel del mar proyectado durante la vida útil del diseño de la estructura. El ciclo de vida mínimo de diseño de 50 años puede ser superado por la vida útil física de muchas estructuras. El cambio relativo del nivel del mar para un sitio en particular puede resultar del hundimiento del suelo y la erosión a largo plazo, y el cambio en la temperatura local del océano que causa la expansión térmica, así como los posibles efectos globales por el derretimiento de las capas de hielo. Tenga en cuenta que, dado que las disposiciones de ASCE para tsunamis pueden incorporar posteriormente otras áreas con un aumento relativo del nivel del mar más significativo debido a un mayor hundimiento geológico (no sísmico), esta sección sobre el aumento del nivel del mar sería más importante. Un ejemplo de esto sería Samoa Americana y los demás estados y territorios insulares del Pacífico en el Océano Pacífico occidental asociados con los Estados Unidos, particularmente donde la elevación del terreno habitable es baja.

Las tendencias históricas de cambio del nivel del mar durante los últimos 150 años se pueden obtener del Centro de Productos y Servicios Oceanográficos Operacionales de la NOAA, que ha estado midiendo el nivel del mar en estaciones de mareas a lo largo de las costas de EE. UU. Los cambios en el nivel medio relativo del mar (MSL) local se calcularon en 128 estaciones de nivel de agua a largo plazo utilizando un período mínimo de 30 años de observaciones en cada ubicación (<http://tidesandcurrents.noaa.gov/slrends/>: "Las mediciones del mareógrafo se realizan con respecto a un nivel de referencia fijo local en tierra; por lo tanto, si se produce algún movimiento vertical de la tierra a largo plazo en ese lugar, la tendencia relativa del MSL medida allí es una combinación de la tasa global del nivel del mar y el movimiento vertical de la tierra local").

## C6.6 PROFUNDIDADES DE INUNDACIÓN Y VELOCIDADES DE FLUJO BASADO EN PRECAUCIÓN

**C6.6.1 Profundidad máxima de inundación y velocidades de flujo basadas en Runup.** Las velocidades de flujo calculadas están sujetas a límites mínimos y máximos basados en datos de observación de tsunamis anteriores de gran profundidad de inundación. El límite superior de 50 pies/s (15,2 m/s) en la Sección 6.6 ya incluye un factor de 1,5 en la velocidad que es mayor que cualquier velocidad de flujo en tierra que el comité haya examinado a partir de pruebas de campo o de video. Por lo tanto, el límite superior de la velocidad del flujo se aplica después de cualquier factor de amplificación del flujo causado por obstrucciones en el entorno construido, según las Secciones 6.6.5, 6.7.6.6 o 6.8.5.

En una simulación de Monte Carlo de cientos de variaciones de perfiles de terreno en la que se comparó el análisis de línea de grado de energía con modelos numéricos, se encontró que los casos de gradiente de pendiente de terreno negativo harían que el análisis de línea de grado de energía no convergiera en una solución. Para hacer frente a la posibilidad de tales casos en los que ocurriría una aceleración local del flujo pendiente abajo, pero para mantener la simplicidad del análisis, se prescribe un ajuste conservador de la elevación del runup en el método 2 de la Sección 6.6.1, que esencialmente aumenta la energía línea de grado. Alternativamente, se puede realizar un análisis de inundación específico del sitio según el método 1 de la Sección 6.6.1.

**C6.6.2 Análisis de línea de grado de energía de profundidades máximas de inundación y velocidades de flujo.** El comportamiento de la línea de costa se puede aproximar mediante el uso de transectos lineales unidimensionales de un perfil batimétrico y/o topográfico compuesto. Los parámetros de diseño de inundación de tsunami de profundidad de inundación y velocidades de flujo están determinados por un enfoque de análisis de energía. En el análisis de línea de grado de energía,

El análisis hidráulico que utiliza el coeficiente de Manning para la macrorrugosidad del terreno equivalente se usa para tener en cuenta la fricción junto con el perfil compuesto por una serie de pendientes unidimensionales, para determinar la variación de la profundidad de inundación asociada con la velocidad y la profundidad a lo largo del perfil interior. Se supone que la velocidad es una función de la profundidad de la inundación, calibrada con el número de Froude prescrito  $u_f = \sqrt{gH}$  en la costa y disminuyendo tierra adentro. El espacio horizontal incremental especificado de 100 pies (30,5 m) es necesario para la precisión del análisis hidráulico.

El análisis de línea de grado de energía se basa en principios hidráulicos racionales para una suposición de flujo de transecto unidimensional, por lo que no es la misma técnica de análisis que se realiza mediante una simulación numérica de flujo bidimensional (2D). El análisis de línea de grado de energía es simple y es inherentemente menos preciso, pero es estadísticamente conservador para su uso como una herramienta de diseño práctica que puede realizar el ingeniero. Un conservadurismo adicional es utilizar la asperza real del terreno en el método de energía en lugar de una suposición de "tierra desnuda". También los parámetros de profundidad "máxima" y velocidad de flujo están asociados con los Casos de Carga prescriptivos que definen las combinaciones derivadas de estos parámetros de flujo "máximo". Cuando se usa la asperza real del terreno en el método de energía, se necesita una mayor energía inicial en la costa para alcanzar el runup.

Por lo tanto, conceptualmente, la energía en la costa en el método prescriptivo es implícitamente mayor que el valor de energía utilizado en el modelo de inundación 2D ejecutado en "tierra desnuda". El beneficio de este enfoque es que produce valores de diseño conservadores e implícitamente da cuenta de la amplificación del flujo que ocurre a través del entorno construido (que la técnica del modelo de inundación 2D estándar no considera). La profundidad de 328 pies (100 m) es donde la forma de onda basada en el peligro probabilístico de tsunami

El análisis se puede caracterizar regionalmente a lo largo de la costa. Los mapas de zona de diseño de tsunamis de este estándar se han desarrollado a partir de un análisis probabilístico de peligro de tsunami (PTHA) utilizando el pronóstico de inundaciones a corto plazo para tsunamis (SIFT) del Laboratorio Ambiental Marino del Pacífico (PMEL) de la NOAA, el método de división de tsunamis (MOST), y el modelo de interfaz de modelo comunitario para tsunamis (ComMIT) para el análisis de inundaciones 2D. Los mapas de zonas de diseño de tsunamis se han producido para garantizar que el límite de inundación y la elevación de la carrera y la extensión de la zona de peligro generalmente no se subestimen. El análisis de línea de grado de energía utiliza esta entrada para que las características de flujo en el sitio no se subestimen severamente para fines de diseño. El nivel estadístico de conservadurismo ha sido verificado haciendo muchos miles de simulaciones para comparar el método de energía con los resultados de la historia del tiempo de los tipos primarios de modelos numéricos de inundación.

El procedimiento paso a paso del análisis de línea de ley de energía consta de los siguientes pasos:

1. Obtenga los valores límite de runup e inundación del Mapa de Zona de Diseño de Tsunami generado por la Geodatabase de Diseño de Tsunami de ASCE.
2. Aproximar el transecto topográfico principal mediante una serie de coordenadas de cuadrícula x-z que definen una serie de pendientes segmentadas, en las que x es la distancia tierra adentro desde la costa hasta el punto y z es la elevación del suelo del punto. El espacio horizontal de los puntos del transecto debe ser inferior a 100 pies (30,5 m), y las elevaciones del transecto deben obtenerse de un modelo topográfico de elevación digital (DEM) con una resolución de al menos 33 pies (10 m).
3. Calcule la pendiente topográfica,  $y_i$ , de cada segmento como la relación de los incrementos de elevación y distancia de un punto a otro en la dirección del flujo entrante.

4. Obtenga el coeficiente de Manning, n, de la Tabla 6.6-1 para cada segmento basado en el análisis del terreno.
5. Calcule el número de Froude en cada punto del transecto utilizando la ecuación. (6.6-3).
6. Comience en el punto de arranque con una condición límite de  $ER = 0$  en el punto de arranque.
7. Seleccione un valor nominalmente pequeño de profundidad de inundación [ $\approx 0,1$  pies ( $0,03$  m)] h en el punto de arranque.
8. Calcule la pendiente de fricción hidráulica, si, utilizando la ecuación. (6.6-2).
9. Calcule la carga hidráulica, Ei, a partir de la ecuación. (6.6-1) en puntos sucesivos hacia la línea de costa.
10. Calcular la profundidad de inundación, hola, a partir de la hidráulica cabeza, Ei.
11. Utilizando la definición del número de Froude, determine la velocidad u. Verifique con la velocidad de flujo mínima requerida por la Sección 6.6.1.

12. Repita a través del transecto hasta que se calculen h y u en el sitio. Estos se utilizan como la inundación máxima profundidad, hmax, y la velocidad máxima, umax, en el sitio.

Los casos de carga basados en estos parámetros se definen en la Sección 6.8.3.1. La elevación de la inundación también se determina a partir de la profundidad de la inundación más la elevación del terreno.

El algoritmo de análisis de línea de grado de energía y un ejemplo de cálculo para una parte de un transecto se muestran en la Fig. C6.6-1 y C6.6-2.

Los efectos de cualquier aumento del nivel del mar deben agregarse a los resultados de la profundidad de la inundación del Análisis de línea de grado de energía, según la Sección 6.5.3.

**C6.6.3 Rugosidad del Terreno.** La macrorrugosidad del terreno está representada por el coeficiente de Manning (Kotani et al. 1998 y Shimada et al. 2003). Tenga en cuenta que para el análisis de línea de ley de energía, un valor más alto de rugosidad es conservador porque requiere un mayor presupuesto de energía incidente ( $h_0 \approx U_2^2/2g$ ) para superar las pérdidas por fricción al alcanzar la elevación de runup dada. Para el análisis de inundación específico del sitio para calcular la elevación del runup y el límite de inundación, lo contrario es cierto, ya que una fricción más baja permite que la inundación alcance un punto más alto.

La Tabla 6.6-1 proporciona valores del coeficiente de Manning, n, con base en el uso de la tierra para representar la rugosidad equivalente. Cuando un área es predominantemente de casas residenciales de estructura liviana, que no resistirán el flujo de un tsunami, se recomienda utilizar el coeficiente de rugosidad para "todos los demás casos". Cuando las obstrucciones de edificios son estructuras cerradas de hormigón, mampostería o construcción de acero estructural, Aburaya e Imamura (2002) e Imamura (2009) indican que n varía con la densidad de cobertura de dichos edificios expresada como un porcentaje de cobertura,  $\bar{y}$ , su ancho, w, y la profundidad de inundación, D, de acuerdo con la siguiente ecuación, en la que  $n_0$  es 0,025 y CD es 1,5:

$$n = n_0 + \frac{\bar{y}}{2gw} \times 100 \bar{y} \times D^{4/3}$$

Generalmente, valores de n superiores a 0,040 resultan cuando la densidad urbana  $\bar{y}$  es superior al 20%. Para densidades del 80% o más, los valores de n pueden acercarse a 0,10. Los estudios realizados por el Subcomité de Cargas y Efectos de Tsunami indican que no es necesario utilizar valores de rugosidad de Manning superiores a 0,050 en el Análisis de línea de grado de energía. Los valores de n superiores a 0,050 dan como resultado un conservadurismo estadístico mucho mayor en el flujo de momento calculado por el análisis de línea de grado de energía, en comparación con las soluciones numéricas.

**C6.6.4 Taladros de Tsunamis.** Los criterios para la ocurrencia de perforaciones consisten en una interacción compleja de la forma de onda del tsunami y la batimetría costera, que se puede determinar a través de modelos numéricos de inundación específicos del sitio. Una de esas condiciones descritas en la literatura surge cuando las ondas de fisión de solitones se generan al acumularse sobre una pendiente batimétrica larga de aproximadamente 1:100 o menos (Murata et al. 2010; Madsen et al. 2008). Estos paquetes de ondas de período más corto en la cara frontal del tsunami de período largo luego se rompen en una serie de perforaciones donde la relación entre amplitud y profundidad del solitón alcanza 0,78 a 0,83.

Otro caso ocurre cuando un tsunami de formación de bancos se encuentra con un lecho marino que se eleva abruptamente, como un arrecife poco profundo que lo bordea.

## C6.7 PROFUNDIDADES DE INUNDACIÓN Y VELOCIDADES DE FLUJO BASADO EN PROBABILÍSTICA ESPECÍFICA DEL SITIO ANÁLISIS DE PELIGRO DE TSUNAMI

En la bibliografía reconocida se ha establecido un método de análisis probabilístico de amenazas de tsunami que, en general, es consistente con el análisis probabilístico de amenazas sísmicas en el tratamiento de la incertidumbre.

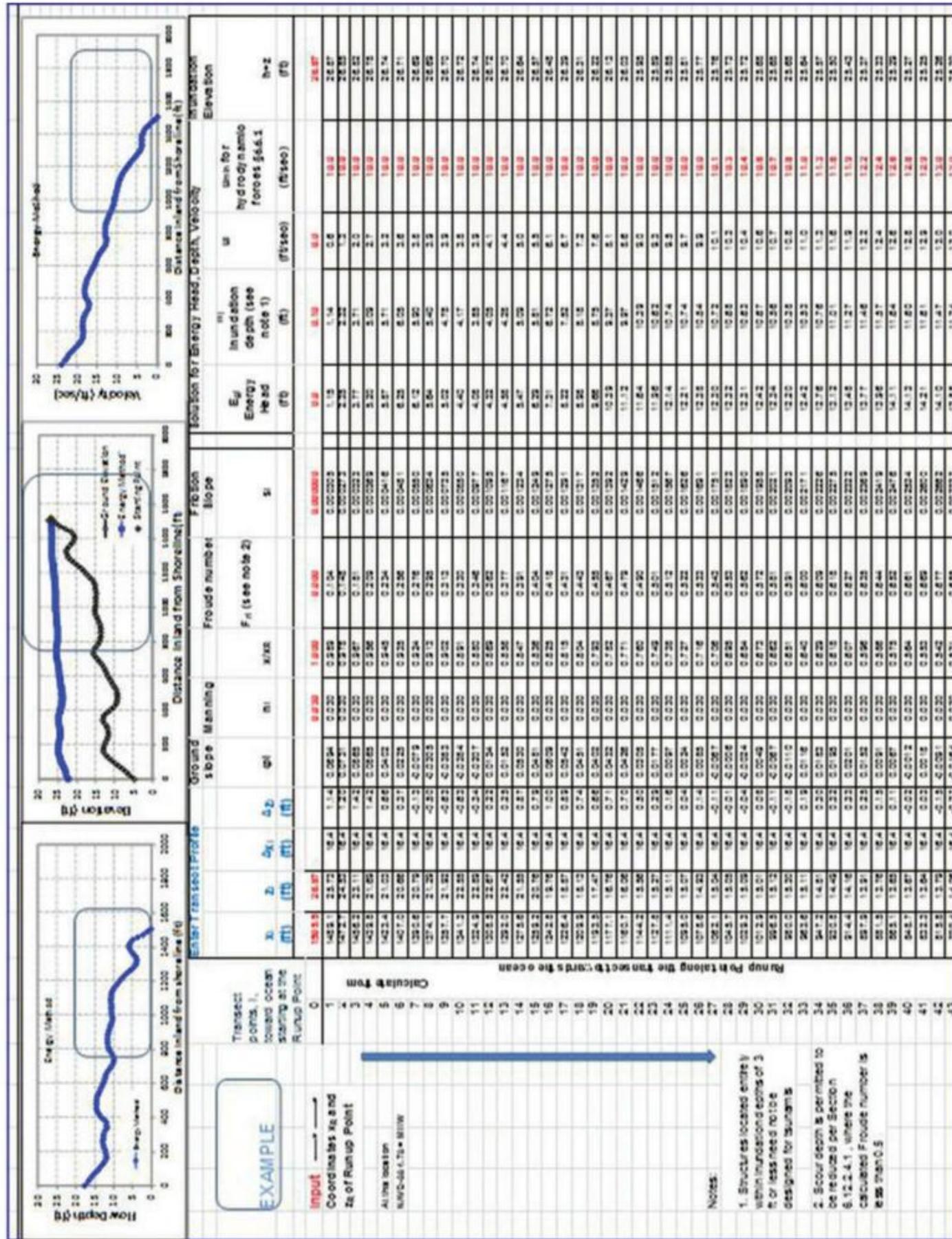
Los fundamentos del Análisis Probabilístico de Peligro de Tsunami para una región son los siguientes:

1. Las zonas de subducción tsunamigénica y las fallas de cabalgamiento sísmico que no son de subducción se discretizan en un sistema compilado de subfallas rectangulares, cada una con los parámetros tectónicos correspondientes.
2. La generación de formas de onda de tsunami se modela como una combinación lineal de formas de onda de tsunami individuales, cada una generada a partir de una subfalla particular, con una secuencia establecida de subfallas que se usa para describir la ruptura del terremoto en ubicación, orientación y dirección y secuencia de ruptura.
3. Se utiliza un enfoque de árbol lógico ponderado estadísticamente para dar cuenta de las incertidumbres epistémicas en los parámetros tectónicos. Los parámetros del modelo de árbol lógico se desarrollan a partir de los datos tectónicos, geodésicos, históricos y de paleotsunamis disponibles y las tasas de convergencia de placas estimadas. Se utiliza una distribución de probabilidad para dar cuenta de las incertidumbres aleatorias (es decir, la variabilidad intrínseca en cada evento sísmico real).
4. Cada forma de onda de tsunami individual se propaga en aguas profundas a 328 pies (100 m) de profundidad utilizando ecuaciones lineales de onda larga para tener en cuenta las variaciones espaciales en la profundidad del fondo marino. Este conjunto de formas de onda de tsunami individuales precalculadas se combina de forma lineal (es decir, el enfoque de la función de Green) para el análisis posterior.
5. A la profundidad de 328 pies (100 m), determine las alturas de olas más altas en alta mar y desarrolle la altura de las olas, el período y los parámetros de forma de onda para la superación del nivel de diseño del evento de tsunami de 2475 años. Se puede considerar que el nivel de las aguas tranquilas está en el nivel del mar de referencia para este propósito.
6. Desglosar (es decir, separar para su uso en análisis subsiguientes) las fuentes sísmicas y las magnitudes de momento asociadas que juntas contribuyen al menos en un 90 % al riesgo de tsunami neto en alta mar en el sitio bajo consideración para el intervalo de recurrencia medio del nivel de diseño.
7. Usar ecuaciones de ondas no lineales en aguas poco profundas para transformar cada evento de tsunami desagregado, o el(s) evento(s) de Tsunami consistente con la amenaza (ver a continuación) desde 328 pies (100 m) de profundidad hacia la costa para determinar la inundación máxima asociada.
8. Analizar cada evento de tsunami de la muestra desagregada para determinar los parámetros de flujo para el sitio de interés.  
Coeficiente de Manning para terreno equivalente

The Energy Grade Line Analysis stepwise procedure consists of the following steps:

- Obtain the Runup and Inundation Limit values from the Tsunami Design Map
  - Approximate the principal topographic transect by a series of x-z grid coordinates defining a series of segmented slopes;
  - $x$  is the distance inland from the shoreline to the point and  $z$  is the ground elevation of the point
  - Compute the topographic slope,  $\varphi_s$ , of each segment as the ratio of the increments of elevation and distance from point to point in the direction of the incoming flow.
  - Obtain the Manning's Coefficient,  $n$ , from Table 6.6-1 for each segment based on terrain analysis.
  - Compute the Froude number at each point on the transect using **Equation 6.6-3**.
  - Start at the point of Runup with a boundary condition of  $E_R = 0$  at the point of Runup and
  - Select a nominally small value of inundation depth ("0.1 ft.")  $h_R$  at the point of Runup
  - Calculate the hydraulic friction slope,  $s$ , using **Equation 6.6-2**
  - Compute the hydraulic energy head  $E_i$  from **Equation 6.6-1** at successive points towards the shoreline
  - Calculate the inundation depth  $h_i$  from the hydraulic energy  $E_i$
  - Using the definition of Froude number, determine the velocity  $u_i$ . Check against the minimum flow velocity required by **Section 6.6.1**.
  - Repeat through the transect until the  $h$  and  $u$  are calculated at the site. These are used as the maximum inundation depth  $h_{max}$  and maximum velocity  $u_{max}$  at the

Load Cases based on these parameters are defined in Section 6.8.3.1.



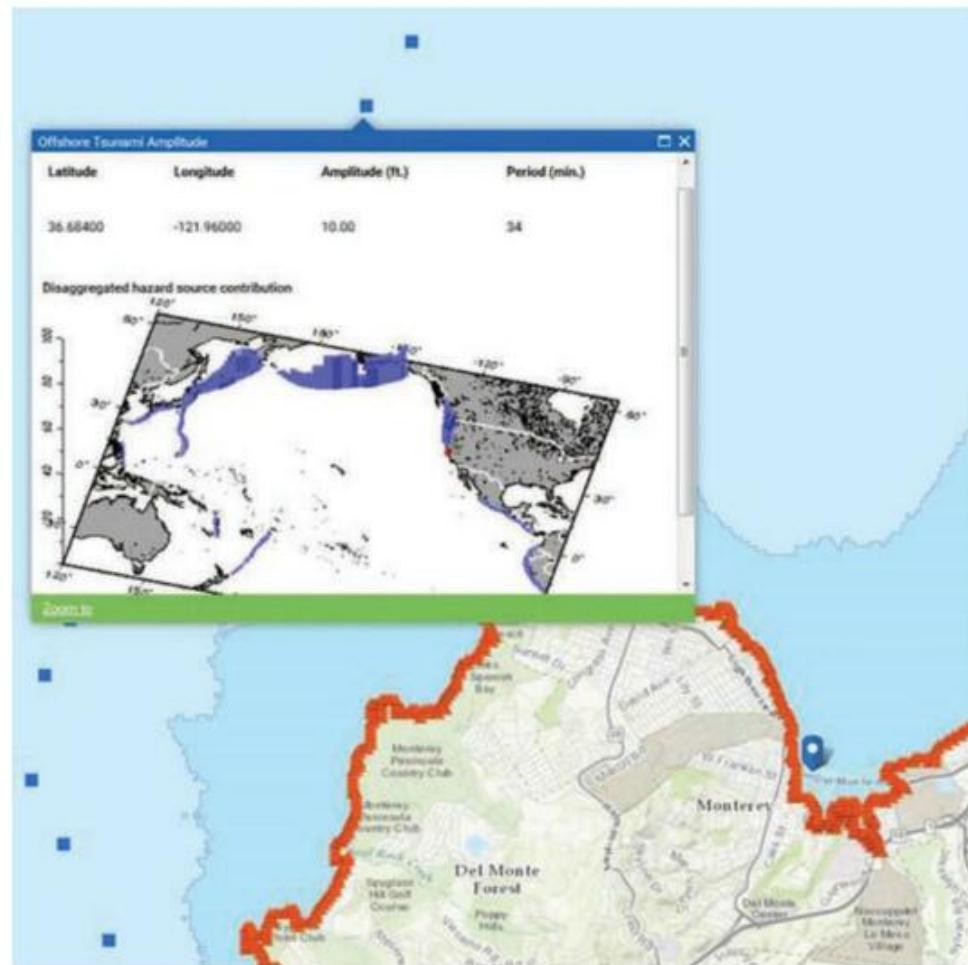


FIGURA C6.7-1 Ejemplo de amplitud de tsunami en alta mar de la base de datos geográfica de diseño de tsunamis de ASCE (amplitud en pies, período en minutos)

la macrorrugosidad se utiliza para tener en cuenta la fricción. Se permite evaluar el runup máximo, la profundidad de la inundación, la velocidad del flujo y/o el flujo de momento específico en el sitio de interés mediante cualquiera de las siguientes técnicas: a. Determinar el tsunami consistente con la amenaza como uno o

más eventos sustitutos que replican la forma de onda promedio ponderada correspondiente a la altura de las olas en alta mar para el período de retorno. El límite de inundación para el tsunami consistente con peligros deberá coincidir con el área que es inundado por olas de tsunami de todas las principales zonas de origen desagregadas para ese período de retorno en particular. Los parámetros de flujo en el sitio de interés se determinarán a partir de la forma de onda de Tsunami consistente con la amenaza. B. Desarrolle las distribuciones probabilísticas de los parámetros de flujo de la muestra desagregada de tsunamis computados y construya las distribuciones estadísticas de

parámetros de flujo para al menos tres casos de carga críticos.

9. A partir de los eventos probabilísticos, capture los parámetros de flujo de diseño de profundidad de inundación, velocidad de flujo y/o flujo de momento específico en el sitio de interés.

Los datos a los que se hace referencia en la Sección 6.7 son proporcionados por ASCE. La Geodatabase de diseño de tsunamis de ASCE es específica de la versión para la aplicación de cada edición de ASCE 7, y el usuario del estándar debe tener cuidado de seleccionar los datos adecuados.

establecido según corresponda para el código de construcción adoptado por la jurisdicción.

La base de datos geográfica de diseño de tsunamis de ASCE de puntos de referencia geocodificados de 328 pies (100 m) de profundidad en alta mar; Tsunami Amplitud, HT ; y el período predominante, TTSU, del tsunami máximo considerado están disponibles en el sitio web de la ASCE en <http://asce7tsunami.online>, incluidos los siguientes conjuntos de datos:

- Amplitud de tsunami en alta mar con período predominante y • Cifras desagregadas de contribución de fuente de peligro.

Las capas del mapa digital GIS de hundimiento probabilístico están disponibles en la Geodatabase de diseño de tsunamis de ASCE en <http://asce7tsunami.online>.

En la Fig. C6.7-1 se muestra un ejemplo de la Geodatabase de Diseño de Tsunami de la ASCE de Amplitud de Tsunami en Alta Mar, Período de Oleaje Predominante y ubicación geocodificada de un punto de la base de datos .

**C6.7.1 Forma de onda de tsunami.** La forma de onda prescrita aquí es una suma de dos solitones, uno con amplitud positiva y otro con amplitud negativa. Este par refleja (1) el caso en el que la onda principal tiene una amplitud positiva y (2) el caso en el que la onda de mayor amplitud (positiva) sigue a una gran onda valle. Debido a que los tsunamis consisten en múltiples olas que interactúan con la batimetría costera, se deben considerar ambos casos de formas de onda de depresión delantera o trasera; el rango del parámetro  $a_2$  también se debe considerar al desarrollar el conjunto de formas de onda

para ser analizados por modelos de inundación. Los parámetros a1, a2 y TTSU se pueden obtener del mapa (Fig. 6.7-1) o de la Tabla 6.7-1, que proporciona un modelo más regionalizado basado en la Fig. 6.7-1. Los valores de la Tabla 6.7-1 se compilaron a partir de una serie de escenarios modelados para cada uno de los cinco estados del oeste, en los que se muestrearon los máximos de las amplitudes de las olas en alta mar de la cresta y el valle en ubicaciones en alta mar a 328 pies (100 m). ) profundidad.

**C6.7.2 Fuentes tsunamigénicas.** Las fuentes de tsunamis que afectan a los estados del Pacífico han sido identificadas a través de registros históricos, así como de modelos sistemáticos de todas las zonas de subducción circumpacíficas. Las magnitudes máximas se derivaron de las dimensiones máximas percibidas para futuras rupturas de terremotos y las relaciones de escala entre dimensiones y magnitud.

**C6.7.3 Funciones de tsunami de fuente de la unidad de ruptura de terremotos** para la amplitud de tsunami en alta mar. Para el cálculo de las amplitudes costa afuera (p. ej., en el contorno de profundidad de 328 pies o 100 m), se utiliza el principio de linealidad para calcular las ondas de tsunami como una suma de las ondas precalculadas para subfuentes más pequeñas, que en total conforman el terremoto previsto. ruptura.

**C6.7.4 Tratamiento de Modelado e Incertidumbres Naturales.** La incertidumbre aleatoria es la incertidumbre que surge debido a la variabilidad impredecible en el desempeño del sistema natural que se está modelando. La incertidumbre epistémica es la incertidumbre que surge debido a la falta de conocimiento del mecanismo físico del sistema natural que se está modelando.

Por lo general, las incertidumbres aleatorias se representan en el análisis probabilístico en forma de funciones de distribución de probabilidad, mientras que las incertidumbres epistémicas se incluyen en forma de ramas de árboles lógicos alternativos (ponderados). La técnica para una asignación de un sigma se especifica para que el modelado numérico proporcione una forma de onda de Tsunami consistente con la amenaza que represente incertidumbre en la amplitud del tsunami. Es un componente clave de PTHA incluir un factor de confiabilidad.

**C6.7.5 Amplitud de tsunami en alta mar.** Se eligió el contorno de profundidad de 328 pies (100 m) porque las olas del tsunami se comportan linealmente en aguas más profundas, lo que permite un cálculo rápido de las formas de onda del tsunami, lo que permite un enfoque probabilístico completo. La profundidad de 328 pies (100 m) se seleccionó para minimizar la cantidad de bajíos no lineales causados por cosas tales como el perfil cercano a la costa, la amplificación de la bahía y los efectos de resonancia. La Amplitud de Tsunami en alta mar a esta profundidad de referencia representa con mayor claridad los valores de amplitud de tsunami probabilística para un área que no varía dramáticamente paralela a la línea de costa. Usar una amplitud de onda de tsunami totalmente reducida en la costa resultaría en una mayor dificultad para verificar o calibrar si otros modelos específicos del sitio realmente han usado un Tsunami consistente con la amenaza porque la forma de onda se ha vuelto más compleja en la costa y, en ciertos casos, puede haberse roto en una serie de perforaciones; por estas razones, las amplitudes de los tsunamis tienen una gran variación espacial en el régimen cercano a la costa. Tampoco sería posible en la costa especificar parámetros de forma de onda regionales, como en la Tabla 6.7-1 a la profundidad de 328 pies (100 m) que serían válidos en todos los regímenes cerca de la costa. La Amplitud de tsunami en alta mar y los parámetros asociados de la Sección 6.7 están calibrados al nivel de riesgo de 2475 años, y el propósito principal de esta información es respaldar el análisis de inundación específico del sitio de las estructuras de Categoría IV de riesgo de tsunami, donde se requieren batimetría espacial y topografía más detalladas. utilizado con un código de software de modelo de inundación 2D para desarrollar parámetros de flujo en el sitio. Se denomina modelo 2D porque la tercera dimensión vertical de la velocidad del flujo tiene un promedio de profundidad, pero utiliza una representación ráster digital espacial 3D del terreno.

**C6.7.5.1 Amplitud de tsunami en alta mar para fuentes sísmicas distantes.** Una forma eficiente de calcular las amplitudes de excedencia probabilísticas de los tsunamis es calcular previamente las series de tiempo de los tsunamis (funciones de Green) para un conjunto de subfuentes con deslizamiento unitario (p. ej., 3,28 pies o 1 m) que juntas pueden usarse para representar la distribución real del deslizamiento en una falla más grande. . La serie temporal resultante del tsunami es entonces una suma de las funciones de Green individuales, cada una de las cuales se multiplica por el deslizamiento real en relación con el deslizamiento unitario para cada subfuente. Se dan ejemplos de este proceso en Thio et al. (2010) y Gica et al. (2008).

**C6.7.5.2 Cómputo Directo de Inundación Probabilística y Runup.** Para las fuentes locales, es necesario calcular un conjunto de escenarios que representen una distribución probabilística, teniendo en cuenta las incertidumbres aleatorias en aspectos tales como la distribución de los deslizamientos, las magnitudes y los niveles de las mareas. El hundimiento del terreno debe tenerse en cuenta en los cálculos reales del tsunami. La deformación de la superficie se puede calcular utilizando una variedad de algoritmos que calculan la respuesta elástica de un medio causada por el deslizamiento en una falla.

**C6.7.6 Procedimientos para determinar inundaciones y runups por tsunamis**

#### C6.7.6.1 Parámetros de inundación de diseño representativos.

Se ha demostrado que estos parámetros son relevantes para la estimación de diferentes tipos de impacto de tsunami.

#### C6.7.6.2 Subsistencia sísmica antes de la llegada del tsunami. los

El levantamiento y hundimiento durante un terremoto que genera el tsunami también provoca cambios verticales en la topografía costera, y este cambio debe tenerse en cuenta para modelar los tsunamis locales directamente desde la fuente. El efecto del hundimiento sísmico sigue el modelo de deformación reconocido de Okada (1985) ilustrado en la Fig. C6.7-2. El hundimiento puede considerarse instantáneo y se produce antes de la llegada de las olas del tsunami. La Fig. 6.7-3 es el mapa de hundimiento de 2475 años, que también identifica qué áreas están gobernadas por la fuente de tsunami cosmético local. Sur de California y

Hawái no son adyacentes a las zonas de subducción entre placas, por lo que no están sujetas al hundimiento del suelo sísmico regional antes de un tsunami.

**C6.7.6.3 Parámetro de macrorrugosidad del modelo.** Los efectos de la fricción del suelo en las inundaciones de los tsunamis son importantes y deben tenerse en cuenta. Existen diferentes técnicas en las que se incorpora la fricción del suelo en esquemas numéricos; el más común es el coeficiente de Manning. Si se utilizan otros enfoques, se debe tener cuidado para que sigan de cerca el efecto relacionado con el coeficiente de Manning apropiado.

**C6.7.6.4 Modelado no lineal de inundaciones.** Por lo general, en el modelado numérico de tsunamis, las ecuaciones resueltas corresponden a la aproximación de aguas poco profundas, con efectos no lineales como inundación (límite móvil), fricción del fondo y advección. Por lo general, estos algoritmos resuelven las ecuaciones de movimiento en dos dimensiones (horizontales), con las propiedades verticales promediadas sobre la profundidad. La mayoría de los efectos mencionados aquí se tienen en cuenta, siempre que se utilice un modelo aceptable de inundación por tsunami. La dispersión se tiene en cuenta en algunos enfoques (tipo Boussinesq); La dispersión es necesaria para el modelado de fuentes de pequeñas dimensiones, como los deslizamientos de tierra submarinos. La formación de perforaciones se modela con mayor precisión con algoritmos que preservan el impulso. En el caso de los tsunamis locales, donde la formación de la perforación es particularmente pronunciada, estos algoritmos son preferibles a los enfoques que no conservan la masa explícitamente.

FIGURA C6.7-2 Mecanismo sísmico de zona de subducción para la generación de tsunamis

C6.7.6.5 Resolución espacial del modelo. Los modelos de elevación digital de tsunamis para los Estados Unidos están disponibles en la NOAA a través del siguiente sitio web: <http://www.ngdc.noaa.gov/mgg/inundation/>. Para áreas seleccionadas, los modelos con resoluciones de hasta 32,8 pies (10 m) o 1/3 de segundo de arco están disponibles a partir de 2015.

C6.7.6.6 Entorno construido. La práctica estándar de todos los modelos de inundación por tsunami es usar un parámetro de rugosidad de Manning bajo para la topografía, de modo que las líneas para el límite de inundación y la elevación de la carrera no se subestimen.

Los modelos también se han comparado numéricamente con esa suposición frente a casos analíticos y de laboratorio con perfiles uniformes. Los modelos de elevación digital (DEM) para modelado de muy alta resolución pueden estar disponibles en forma de modelos lidar (detección y rango de luz) de agencias federales, estatales, del condado o de la ciudad, o de estudios de sitios locales. En algunos casos, el entorno construido se eliminó de las imágenes LIDAR, lo que anula su utilidad para el modelado detallado de inundaciones. Cuando el entorno construido se modela como cuerpos de acantilados fijos en el terreno, es apropiado incluir solo aquellos con suficiente resiliencia estructural para resistir las fuerzas de un tsunami.

C6.7.6.7 Validación del modelo de inundación. El Programa Nacional de Mitigación de Riesgos de Tsunami (NTHMP) (2012) ha desarrollado una serie de ejercicios de evaluación comparativa que incluyen simulaciones analíticas, de laboratorio y del mundo real, disponibles en la base de datos de propagación de pronósticos: <http://nctr.pmel.noaa.gov/propagacion-base-de-datos.html>. Aida (1978) proporciona más información relacionada con el grado de ajuste de los criterios de K entre 0,8 y 1,2 y  $\bar{y}$  inferior a 1,4.

C6.7.6.8 Determinación de los parámetros de flujo de inundación específicos del sitio. El tsunami consistente con la amenaza es un término que se utiliza para referirse a un medio para replicar los efectos del nivel máximo de amenaza considerado de tsunami (MCT) en uno o más escenarios sustitutos. Los tsunamis consistentes con la amenaza están diseñados para incorporar el efecto neto de un análisis explícito de incertidumbre en los parámetros utilizados originalmente para determinar el MCT mediante la realización del análisis probabilístico de amenazas de tsunami. Para incorporar esta incertidumbre aleatoria en algunos tsunamis compatibles con amenazas sucedáneas, se aumentan los parámetros de deslizamiento de la ruptura generadora de los tsunamis compatibles con amenazas. Este es un dispositivo de procedimiento para producir un conveniente

representación de entrada para un número más limitado de análisis de inundación. Como resultado, el Tsunami consistente con la amenaza parece mayor que un solo evento determinista generado por un terremoto de ese intervalo medio de recurrencia en la misma fuente.

En entornos urbanos, las velocidades de flujo determinadas por un análisis de inundación específico del sitio para una ubicación de estructura dada no pueden tomarse como menos del 90% de las determinadas de acuerdo con el método de Análisis de línea de grado de energía. Para otras condiciones de rugosidad del terreno, las velocidades de flujo del análisis de inundación específicas del sitio en una ubicación de estructura dada no deben tomarse como menos del 75% de las determinadas de acuerdo con el método de análisis de línea de grado de energía. Estas restricciones se aplican antes de cualquier ajuste de velocidad causado por la amplificación del flujo. La razón de estas restricciones es que el estándar de validación del modelo de tsunami, Synolakis et al. (2007), actualmente no valida las velocidades de flujo, y la evaluación del comité indicó que en ciertos casos de observaciones de campo, algunos modelos de inundación parecen subestimar las velocidades de flujo. Los valores límite se basan en un análisis de confiabilidad que tiene en cuenta la incertidumbre reducida del flujo de momento asociado con el análisis de inundación de riesgo de tsunami probabilístico específico del sitio, en comparación con el método de análisis de línea de grado de energía prescriptivo basado en los mapas de zona de diseño de tsunami ASCE 7.

(Chock et al. 2016)

C6.7.6.9 Parámetros de diseño de tsunami para flujo sobre tierra. El modelo numérico de inundación debe capturar la serie correlacionada en el tiempo de la profundidad de la inundación y la velocidad del flujo ( $y$ , por lo tanto, la representación del flujo de momento) en el sitio para los tres casos de carga clave definidos en la Sección 6.8.3.1.

Sin embargo, si se encuentra que el flujo de momento máximo ocurre a una profundidad de inundación diferente a la del caso de carga 2, también se debe considerar ese punto en la serie de tiempo.

## C6.8 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EFECTOS DEL TSUNAMI

Es importante comprender que los modos de falla de los edificios difieren fundamentalmente entre las cargas sísmicas (efectos dinámicos de alta frecuencia generados en las masas de inercia de una estructura) y las cargas de tsunami (fuerzas de fluidos sostenidas aplicadas externa e internamente que varían con la profundidad de la inundación durante ciclos de largo período de

Tabla C6.8-1 Niveles de Desempeño de Tsunami por Categoría de Riesgo de Tsunami

Nivel de peligro y Frecuencia de tsunamis	Ocupación inmediata	Objetivo de nivel de rendimiento de tsunami	Prevención de colapso
Tsunami Máximo Considerado (intervalo medio de recurrencia de 2475 años)	Evacuación Vertical Tsunami Estructuras de refugio	Categoría de riesgo de tsunami IV y Tsunami Categoría de Riesgo III Instalaciones Críticas	Categoría de riesgo de tsunami III y Categoría de riesgo II

inversión de carga). Los modos de falla de los edificios inducidos por tsunamis han examinado en varios análisis detallados de estudios de casos tomados del tsunami de Tohoku del 11 de marzo de 2011 ([Chock et al. 2013a](#)). Los elementos de construcción están sujetos simultáneamente a Fuerzas internas generadas por la carga externa en el sistema resistente a fuerzas laterales, junto con momento de alta intensidad. fuerzas de presión ejercidas sobre miembros individuales. Rendimiento objetivos para estructuras sujetas a requisitos de diseño de tsunamis se dan en la Tabla C6.8-1.

#### C6.8.1 Desempeño de Riesgo de Tsunami Categoría II y III

**Edificios y Otras Estructuras.** Basado en el análisis de edificios prototípicos, un umbral de 65 pies (19,8 m) por encima de plano de pendiente se considera la altura adecuada para ambos confiable Seguridad de vida y coste económico razonable por riesgo de tsunami Edificios de categoría II para resistir cargas de tsunami. Importante, cuando la evacuación de la zona de inundación no es posible antes llegada del tsunami debido a las largas distancias de evacuación, carretera congestión o infraestructura dañada, el público intentará usar edificios más altos para escapar de la inundación del tsunami y esperar inherentemente que tales estructuras más altas no se derrumben durante el tsunami. Como solo un ejemplo de la ciudad de Ishinomaki, según una investigación detallada de las lecciones para preparación internacional después del Gran Este de Japón de 2011 Tsunami ([Fraser et al. 2012](#)), unas 500 personas buscaron refugio en tres edificios designados en Ishinomaki. Además de pocas estructuras de refugio de evacuación vertical de Tsunami disponibles, "Había un uso generalizado de edificios para uso informal (no planificado) evacuación vertical en Ishinomaki el 11 de marzo de 2011.

Además de estos tres edificios designados, casi todos edificio que es más alto que una estructura residencial de 2 pisos fue utilizado para la evacuación vertical en este caso. Unos 260 oficiales y

los lugares de evacuación no oficiales se utilizaron en su totalidad, proporcionando refugio a unas 50.000 personas. Estos incluían escuelas, templos, centros comerciales y vivienda" ([Fraser et al. 2012](#)).

Los edificios y otras estructuras de la categoría de riesgo de tsunami III son estar diseñadas contra el colapso, ya que estas estructuras incluyen edificios escolares con ocupaciones masivas de asambleas públicas, establecimientos de salud con 50 o más pacientes residentes, críticos infraestructura como energía y tratamiento de agua, e instalaciones que puedan almacenar materiales peligrosos (cuando las cantidades de material peligroso no los coloque en la Categoría de Riesgo IV). Cuando la estructura no tenga un piso ocupable con un elevación superior a 1,3 veces la elevación máxima considerada de inundación de Tsuna mi en más de 10 pies (3,0 m), la instalación debe implementar un plan y procedimiento para la evacuación a un ubicación arriba y fuera de la Zona de Evacuación de Tsunami o a una Estructura de Refugio de Evacuación Vertical Tsunami designada.

#### C6.8.2 Desempeño de Riesgo de Tsunami Categoría III Crítico

**Instalaciones y Riesgo de Tsunami Categoría IV Edificios y Otras estructuras.** El gobierno estatal, local o tribal puede designar específicamente ciertos tradicionalmente Categoría de Riesgo III estructuras como Instalaciones Críticas más importantes que tienen funciones críticas de misión posteriores al tsunami o tienen roles más críticos en

recuperación económica. Instalaciones Críticas y Categoría de Riesgo IV Las Instalaciones Esenciales deben estar ubicadas fuera del Tsunami Zona de diseño siempre que sea posible. Para aquellas estructuras que existir necesariamente para prestar servicios críticos y esenciales a un comunidad dentro de una zona costera sujeta a peligro de tsunami, las disposiciones de diseño apuntan mejor que un rendimiento de seguridad de vida nivel (es decir, lo que se llama el rendimiento de control de daños nivel) para los niveles de piso que no están inundados. Vertical Las Estructuras de Refugio de Evacuación tienen el más alto rendimiento objetivo de nivel. El nivel de rendimiento de control de daños es un nivel intermedio de desempeño estructural entre Life Safety y ocupación inmediata.

#### C6.8.3 Evaluación del Desempeño Estructural

**C6.8.3.1 Casos de carga.** La profundidad de inundación normalizada y curvas de historia de tiempo de velocidad promediada en profundidad de la figura 6.8-1 (y correspondiente Tabla C6.8-2) se basan en videos de tsunamis análisis, y generalmente son consistentes con números modelado con respecto a los Casos de Carga que definen los etapas de carga estructural para propósitos de diseño ([Ngo y Robertson 2012](#)). El caso de carga 1 es para calcular el fuerza de flotación máxima sobre la estructura con el asociado fuerza lateral hidrodinámica, cuyo propósito principal es comprobar la estabilidad general de la estructura y sus cimientos anclaje contra levantamiento neto. La fuerza de elevación, calculada en de acuerdo con la Sección 6.9.1, depende del diferencial profundidad de inundación exterior a la estructura frente a la inundada profundidad dentro de ella. El caso de carga 2 es para calcular el máximo

Tabla C6.8-2 Valores de Inundación Normalizada y Velocidad de Flujo de

Figura 6.8-1

t <sub>y</sub> Tsu	h <sub>yhmáx</sub>	ú <sub>yumax</sub>
0,000	0,000	0,000
0,033	0,125	0,517
0,067	0,250	0,726
0,111	0,417	0,881
0,133	0,500	0,943
0,178	0,670	1,000
0,267	0,833	0,764
0,356	0,933	0,550
0,444	0,983	0,333
0,500	1,000	0,000
0,556	0,983	0,333
0,644	0,933	0,550
0,733	0,833	0,764
0,822	0,670	1,000
0,867	0,500	0,943
0,889	0,417	0,881
0,933	0,250	0,726
0,967	0,125	0,517
1,000	0,000	0,000

Fuerzas hidrodinámicas sobre la estructura. El caso de carga 3 es para calcular las fuerzas hidrodinámicas asociadas con la profundidad máxima de inundación. Las curvas de historial de tiempo se pueden usar para determinar la profundidad y las velocidades de la inundación en otras etapas de la inundación como una función de los valores máximos determinados por el análisis de línea de grado de energía. Cuando se utiliza un procedimiento de análisis de inundación específico del sitio, la Autoridad competente local puede aprobar una curva histórica de velocidad e inundación específica del sitio, sujeta a los valores mínimos del 80 % o 100 % del Análisis de línea de grado de energía, según se indica.

C6.8.3.2 Factores de Importancia de Tsunami. Los valores de los Factores de Importancia de Tsunami se derivan de las confiabilidades estructurales objetivo, que se calcularon utilizando la simulación de Monte Carlo que involucra un millón de combinaciones de prueba de variables aleatorias que ocurren independientemente en proporción a sus distribuciones estadísticas para los parámetros de demanda de densidad del fluido, relación de cierre, Grado de energía Flujo de impulso de análisis de línea, peligro de profundidad de inundación y la incertidumbre aleatoria de la profundidad de inundación. Por capacidad, el componente estructural analizado es un miembro viga-columna que soporta cargas de gravedad. Los Factores de Importancia para cada Categoría de Riesgo, analizados en combinación con los otros parámetros discutidos anteriormente, dan como resultado confiabilidades de componentes estructurales, dado que ha ocurrido el MCT, que son similares al desempeño sistémico sísmico dado que ha ocurrido el MCE:

Categoría de riesgo de tsunami II: El factor de importancia de tsunami de 1,0 da como resultado una probabilidad de superación del estado límite del componente estructural de 7,5 %@MCTP frente a 10 %@MCEP para el

Categoría de riesgo de tsunami III: El factor de importancia de tsunami de 1,25 da como resultado una probabilidad de superación del estado límite del componente estructural de 4,9 % $\delta$ MCTP frente a 5 % $\delta$ MCEP para el colapso del sistema resistente a fuerzas laterales durante un terremoto.

Categoría de riesgo de tsunami IV: El factor de importancia de tsunami de 1,25 da como resultado una probabilidad de superación del estado límite del componente estructural de 2,7 %δMCTB frente a 2,5 %δMCEB para el colapso del sistema resistente a fuerzas laterales durante un terremoto.

La probabilidad de excedencia del estado límite de los componentes estructurales de una Estructura de Refugio de Evacuación Vertical de Tsunami ante la ocurrencia del MCT sería de aproximadamente 0.8%.

### C6.8.3.3 Combinaciones de carga. lo estructural

carga

Las combinaciones dadas son consistentes con las Combinaciones de Carga Extraordinaria de la Sección 2.5 de este estándar al aplicar FTSU para las direcciones de entrada y retroceso para Ak en las combinaciones de carga dadas en la Eq. (2.5-1), modificado para incluir el efecto de la presión lateral de la tierra inducida por un tsunami causada por la filtración de agua a través del suelo, HTSU, lo que da como resultado la ecuación. (6.8-1). Las profundidades y velocidades de inundación para determinar FTSU y HTSU deben ser consistentes en el nivel de peligro del Tsunami Máximo Considerado. El factor de carga para HTSU se da como 1.0 porque estas combinaciones de carga ocurren durante las condiciones sumergidas definidas del Tsunami Máximo Considerado (MCT). Los criterios del Análisis Probabilístico de Peligro de Tsunami para determinar el runup ya incluyen una consideración matemática explícita de la incertidumbre; por lo tanto, no es necesario aplicar ningún factor adicional a las características de flujo de MCT de 2475 años para edificios y otras estructuras de Categoría de riesgo II.

No se consideró necesaria ninguna combinación de carga de diseño de tensión admisible. Cuando se realiza el análisis de estabilidad de la cimentación,

para las presiones de filtración del suelo inducidas por tsunamis, los resultados son equivalentes a las especificaciones reconocidas del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. ([USACE 2005, 2011](#)) existentes para el análisis geotécnico de equilibrio límite tanto para vuelcos como para levantamientos.

Para el diseño de cimientos, los factores de resistencia se dan en la Sección 6.12.1.

C6.8.3.4 Criterios de aceptación del sistema resistente a fuerzas laterales. Se permite el uso del factor de sobreresistencia para evaluar el sistema general de resistencia a fuerzas laterales cuando se deba verificar el nivel de rendimiento de la seguridad humana. Si se han cumplido los criterios de Seguridad Humana, entonces también se han cumplido los criterios de Prevención de Colapso, que es el requisito mínimo para los edificios y otras estructuras de Categoría de Riesgo de Tsunami II y Categoría de Riesgo de Tsunami III. Para la Ocupación Inmediata, el sistema estructural debe ser analizado explícitamente.

La capacidad de las estructuras de categoría de riesgo II diseñadas sísmicamente de código mínimo utilizando esta técnica se demostró en la edición especial de EERI de marzo de 2013 en el documento que proporciona un análisis de los edificios prototípicos para los requisitos sísmicos y de tsunamis ([Chock et al. 2013a](#)). En este artículo, se investigaron varios edificios prototípicos, con las siguientes suposiciones:

Los parámetros para una comparación de la resistencia sistémica general a la carga de tsunami son los siguientes: (1) los edificios prototípicos de categoría de riesgo II de altura creciente seleccionados con fines ilustrativos tenían 120 pies (36,5 m) de largo y 90 pies (27,5 m) de ancho y tienen 25 % abierto; (2) Estaban ubicados en zonas sísmicas altas (en los Estados Unidos,  $S_s = 1.5$  y  $S_1 = 0.6$ ); (3) Las conexiones desarrollaron las capacidades inelásticas de los miembros; (4) la velocidad del flujo del tsunami fue de 26,2 pies/s (8 m/s); (5) Cada curva de carga de inundación de tsunami representó el continuo de casos de carga hidrodinámica que aumenta la inundación hasta la profundidad máxima; y (6) la capacidad sísmica se utiliza con base en la capacidad de sobreresistencia. Mediante análisis se encontró que los sistemas estructurales de edificios más altos y de mayor escala son inherentemente menos susceptibles a los tsunamis que este prototipo, siempre que haya un anclaje de cimentación adecuado para resistir la socavación y el levantamiento.

C6.8.3.5 Criterios de aceptación de componentes estructurales. El diseño de los componentes estructurales deberá cumplir con la Sección 6.8.3.5.1 o de acuerdo con alternativas

criterios basados en el desempeño de la Sección 6.8.3.5.2 o 6.8.3.5.3, según corresponda. Las Secciones alternativas 6.8.3.5.2 y 6.8.3.5.3 no son métodos de análisis prescriptivos.

C6.8.3.5.1 Criterios de aceptabilidad por resistencia de diseño de componentes. El medio principal para determinar la aceptabilidad de los componentes estructurales se basa en un análisis elástico lineal y la evaluación de las acciones resultantes de las combinaciones de carga en comparación con la resistencia de diseño de los componentes y conexiones estructurales.

C6.8.3.5.2 Criterios alternativos basados en el desempeño. Los criterios de aceptabilidad de componentes estructurales alternativos utilizan los criterios de aceptación de ASCE 41-13 ([ASCE 2014](#)), Evaluación sísmica y reacondicionamiento de edificios existentes. Con una adaptación de este método, se puede verificar la resistencia y la estabilidad para determinar que el diseño de los componentes estructurales sea capaz de soportar el tsunami para lograr el nivel de desempeño estructural requerido. La adaptación al tsunami permite las técnicas de análisis estático lineal y estático no lineal. Para los fines

de este capítulo, puede ser apropiado adaptar de forma genérica los parámetros de modelado no específicos del movimiento sísmico del suelo que se encuentran en el Procedimiento estático no lineal o Procedimiento estático no lineal simplificado de ASCE 41-13 ([ASCE 2014](#)). Por ejemplo, debería ser aceptable usar los valores de rigidez efectivos de ASCE 41-13 ([ASCE 2014](#)) para este propósito. Luego, los componentes estructurales se pueden verificar utilizando los criterios de aceptabilidad de ASCE 41-13 para cargas y profundidades de tsunami reales que son correctas desde el punto de vista de la mecánica de fluidos sin factores de carga. Los resultados del procedimiento de análisis no deberán exceder los criterios numéricos de aceptación para los procedimientos lineales de ASCE 41-13 (Capítulos 9 a 11) para los criterios de desempeño estructural requeridos para la categoría de riesgo de tsunami del edificio o estructura. Para los procedimientos de análisis estático no lineal, las capacidades de deformación esperadas deben ser mayores o iguales a las demandas de deformación máximas calculadas en las fuerzas de tsunami requeridas y las acciones aplicadas.

**C6.8.3.5.3 Aceptabilidad Alternativa por Evitación de Colapso Progresivo.** Cuando las cargas o los efectos de un tsunami exceden los criterios de aceptabilidad para un elemento estructural, un método reconocido para verificar la capacidad de carga de carga por gravedad del sistema estructural residual es el procedimiento de ruta de carga alternativa proporcionado por Diseño de estructuras para resistir el colapso progresivo ([DOD 2013](#)). Todavía no está disponible un estándar ASCE para evitar el colapso progresivo.

**C6.8.4 Densidad mínima de fluidos para cargas de tsunami.** Las condiciones de inundación del tsunami relevantes para el diseño estructural de ninguna manera están representadas por agua de mar prístina. El flujo terrestre es más similar a una inundación de escombros con tierra suspendida y objetos de escombros de varios tamaños y materiales. El factor de densidad del fluido,  $k_s$ , se utiliza para tener en cuenta el suelo y los escombros dentro de las fuerzas de fluido equivalentes que no se tienen en cuenta en la Sección 6.11, que trata de los impactos de escombros por objetos más grandes. Se seleccionó el valor de  $k_s = 1,1$  para representar una concentración de sedimento equivalente al 7%, asumiendo una gravedad específica de 2,5 para las partículas de suelo suspendidas.

**C6.8.5 Amplificación de la velocidad del flujo.** Tsunami Design Zone Maps se basan en las llamadas condiciones de "tierra desnuda" (es decir, sin objetos discretos) con una rugosidad de Manning equivalente para representar lo que existe sobre el suelo. Cuando se usa el Análisis de línea de grado de energía con el método de Manning

rugosidad basada en entornos construidos, se requiere mayor energía para alcanzar el runup mapeado especificado. Se espera que los entornos urbanos tengan una mayor probabilidad de generar efectos de amplificación de flujo a través de numerosos escenarios de difracción que no es posible enumerar específicamente. Sin embargo, el análisis de línea de grado de energía implementado con la rugosidad de un área urbana produce un flujo de profundidad y momento suficientemente conservador, y no es necesario considerar una amplificación de flujo adicional. Por lo tanto, para tener en cuenta estos posibles efectos, las velocidades de flujo del sitio no se deben considerar inferiores al 100 % de las

determinado de acuerdo con el método de Análisis de línea de grado de energía de la Sección 6.6.

Esta sección del Comentario proporciona algunos ejemplos de efectos de difracción de flujo tomados de América del Norte disponibles.

investigación. Estudios experimentales discutidos en Thomas et al. (2015) y Nouri et al. ([2010](#)) se refieren a la amplificación de flujo.

El ejemplo de las condiciones de flujo canalizado se deduce de los experimentos de la Universidad de Ottawa, y los resultados indicados para los objetos dispuestos simétricamente se basan en los experimentos de la Universidad Estatal de Oregón realizados en la cuenca de ondas de tsunami de la Red para la Simulación de Ingeniería de Terremotos (NEES). Tenga en cuenta que estas pruebas fueron para números de Froude más altos que los que se utilizan en las disposiciones. Los casos de amplificación de flujo explícitos descritos aquí son para lugares donde la geometría de las estructuras cercanas conduce a flujos más altos de lo normal.

Los tipos de edificios que se consideren incapaces de resistir las fuerzas hidrodinámicas del tsunami deben excluirse debido al hecho de que no podrán redirigir el flujo sostenido a otros edificios. Además, las disposiciones no permiten que el efecto de protección de las estructuras vecinas reduzca la velocidad del flujo por debajo del valor básico derivado del método de análisis de línea de grado de energía. El ingeniero debe ejercer su juicio y realizar estudios adicionales para otras condiciones en las que se esperaría una amplificación del flujo según los principios de la mecánica de fluidos.

Amplificación de la velocidad del flujo para el efecto de canal: investigación de la Universidad de Ottawa discutida en Nouri et al. ([2010](#)).

Donde existen estructuras que obstruyen a lo largo de cada lado de una calle o franja abierta orientada paralelamente al flujo tal que la relación  $L/W$  esté entre 1 y 3 y  $W_c/W$  esté entre 0.6 y 0.8, como se muestra en la Fig. [C6.8-1](#), la amplificación de la velocidad del flujo incidente en una estructura ubicada al final de dicho flujo canalizado fue

FIGURA C6.8-1 Amplificación de flujo para condiciones canalizadas

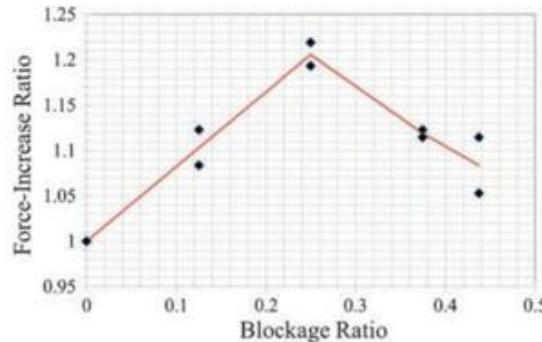


FIGURA C6.8-2 Relación fuerza-aumento de la amplificación de flujo para condiciones canalizadas (donde la relación de bloqueo es el ancho neto de las obstrucciones restrictivas dividido por el ancho total del canal)

resultó ser como se muestra en la Fig. C6.8-2, en la que la relación de bloqueo es  $1 \frac{\text{y}}{\text{Wc} \cdot \text{W}}$ .

Amplificación de flujo para dos estructuras aguas arriba aisladas: investigación de la Universidad Estatal de Oregón analizada en Thomas et al. (2015). Cuando las perforaciones del tsunami fluyen a través de un diseño de dos edificios aislados aguas arriba en una disposición simétrica, se encontró que el factor de amplificación del flujo neto aguas abajo estaba relacionado con el ángulo de despeje efectivo de la estela,  $\beta$ . El ángulo de estela efectivo se muestra en la Fig. C6.8-3, y un resumen de los resultados se muestra en la Fig. C6.8-4 y la Tabla C6.8-3. Esta figura también ilustra cuál es el tercio central del ancho de la estructura aguas abajo.

La envolvente aproximada de los factores de amplificación de flujo se proporciona en la Tabla C6.8-3. La interpolación lineal es razonable entre los valores enumerados.

C6.8.5.2 Amplificación de la velocidad del flujo mediante modelado físico o numérico. Se espera que la implementación de un análisis de amplificación de flujo alternativo consista en un modelo numérico o un modelo experimental que esté suficientemente documentado para cumplir con la Sección 6.8.10. Parque et al. (2013) proporcionan una discusión de este enfoque.

#### C6.8.6 Direccionalidad del Flujo

C6.8.6.1 Dirección del Flujo. En lugar de suponer que el flujo es uniformemente perpendicular a la costa, se considera una variación de 22,5 grados con respecto al transecto perpendicular, en el que el centro de rotación de los posibles transectos se encuentra en el sitio. El primer objetivo es encontrar la elevación de runup más alta asociada con los posibles transectos de diseño. El segundo objetivo es tener en cuenta la variación en la aplicación de carga a la estructura. El transecto rector que produce la máxima elevación de runup se puede usar para realizar un análisis de línea de grado de energía, y la variación direccional prescrita para los parámetros de flujo resultantes se puede usar para calcular las cargas direccionales.

Alternativamente, se puede calcular un análisis de línea de grado de energía para cada dirección posible.

La determinación de la dirección del flujo de salida también puede requerir la consideración de que la corriente de salida puede verse afectada por los cauces de arroyos y ríos existentes y los canales de drenaje, así como por el transporte adicional de socavación y sedimentos, lo que puede causar cambios morfológicos significativos en la topografía durante un ciclo de descenso vigoroso después de una gran cuenca está inundada.

C6.8.6.2 Direccionalidad específica del sitio. Aunque se permite un análisis de inundación específico del sitio para establecer la vectorización del flujo en el sitio, cierta incertidumbre en la precisión de esta estimación se refleja en la variabilidad de 10 grados.

#### C6.8.7 Relación mínima de cierre para la determinación de la carga.

Las cargas sobre los edificios se calcularán asumiendo una relación de cierre mínima del 70 % del área superficial expuesta a la presión del cerramiento exterior. Esta suposición tiene en cuenta los escombros acumulados en el agua atrapados contra el costado de la estructura, así como cualquier bloqueo interno causado por los contenidos del edificio que no pueden fluir fácilmente fuera de la estructura. Como cuestión práctica basada en las observaciones de edificios sujetos a tsunamis destructivos, no se puede confiar totalmente en los muros "desprendibles" para aliviar la carga estructural, principalmente debido a la gran cantidad de escombros externos. Además, los montantes y vigas pueden ser capaces de atrapar contenidos dentro de un edificio, generando así fuerzas de arrastre hidrodinámicas en los escombros internos, que a su vez transfieren esas cargas a la estructura, según Chock et al. (2013a, b).

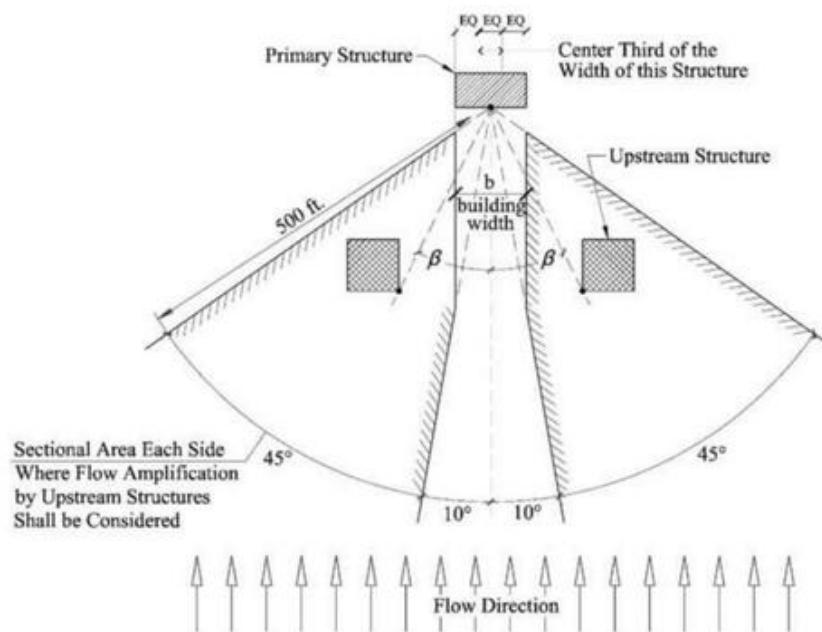


FIGURA C6.8-3 Ángulo de separación de estela efectiva,  $\beta$ , para amplificación de flujo

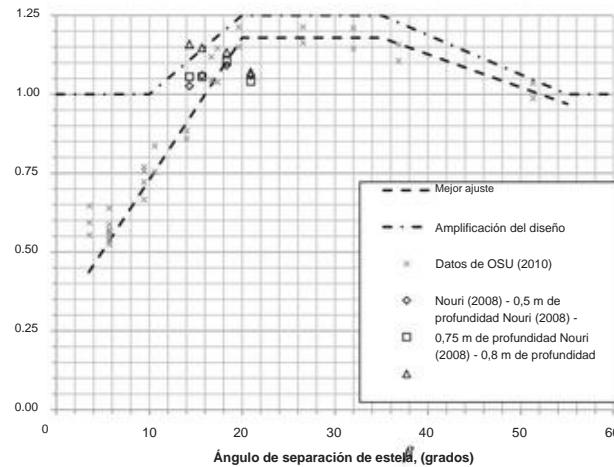


FIGURA C6.8-4 Amplificación de la velocidad del flujo frente al ángulo de separación de la estela

Tabla C6.8-3 Factores de amplificación de velocidad de flujo

Ángulo de separación efectivo de la estela ( $\hat{\gamma}$ ) en grados	0	10	20	35	$\hat{\gamma} \leq 55$
Factor de amplificación de la velocidad del flujo de dos edificios dispuestos simétricamente ubicados aguas arriba	1.0	1.0	1.25	1.25	1.0

C6.8.8 Número mínimo de ciclos de flujo de tsunamis. Los diseñadores que trabajen en la carga deberán considerar un mínimo de dos ciclos de flujo de entrada y salida de tsunami, el segundo de los cuales deberá estar en el nivel de diseño de Tsunami Máximo Considerado. Esta consideración es necesaria porque la condición del edificio y sus cimientos pueden cambiar en cada ciclo de entrada y salida de tsunami. Por lo tanto, los diseños de los cimientos de los edificios deben considerar los cambios en la superficie del sitio y las propiedades del suelo in situ durante el evento de tsunami de ondas múltiples.

Los efectos de socavación local causados por el primer ciclo se calcularán como se describe en la Sección 6.12.2.5, pero en base a una profundidad de inundación del 80% del nivel de diseño de Tsunami Máximo Considerado. El segundo ciclo de tsunami se considerará en el Máximo Considerable Tsunami

nivel de diseño, en el que se combina la socavación del primer ciclo con las cargas generadas por la entrada del segundo ciclo.

C6.8.9 Efectos sísmicos sobre los cimientos que preceden a la zona de subducción local Máximo Considerado Tsunami. Ya que

la suposición en esta norma para un Sismo Máximo Considerado local incluye la deformación plástica en el desempeño estructural, es importante que la resistencia postelástica de la estructura no sea degradada por una demanda excesiva de ductilidad. La carga de tsunami (excepto por impactos de escombros) es de naturaleza sostenida, por lo que la capacidad de resistencia disponible después del terremoto debe mantenerse en un nivel predecible mediante una demanda de ductilidad limitada.

Para estructuras de refugio de evacuación vertical de tsunamis, el comentario de FEMA P-646 ([FEMA 2012](#)) establece: "Usando el enfoque en ASCE/SEI 41-13, el objetivo de rendimiento para las instalaciones esenciales definidas por el código debe ser al menos inmediato

Desempeño de ocupación para el Terremoto de Diseño (DE) y desempeño de Seguridad de Vida para el Terremoto Máximo Considerado (MCE)." Las disposiciones de diseño de ASCE solo consideran el MCE.

C6.8.10 Modelado físico de flujo, cargas y efectos de tsunamis. La capacidad de generar flujos a la escala adecuada significa que una instalación de prueba debe ser capaz de modelar tanto la geometría específica del sitio de la estructura o estructuras, así como la forma y duración del tsunami incidente o múltiples tsunamis con una precisión y duración apropiadas, para el proceso investigado. La prueba de un edificio o varios edificios, por ejemplo, puede necesitar tener en cuenta la topografía y la batimetría relevantes, así como la asperidad escalada del terreno. Las pruebas para las condiciones específicas del sitio pueden requerir simulaciones separadas del flujo de entrada y salida de la forma de onda de un tsunami o el uso de una perforación.

generador o canal de recirculación para garantizar una duración adecuada de la carga.

Es apropiado usar modelos físicos junto con modelos numéricos para evaluar las condiciones específicas del sitio. Esta combinación incluye tareas como la calibración de modelos numéricos con datos obtenidos de modelos físicos y la prueba de cargas en componentes individuales en un modelo numérico específico del sitio. Las limitaciones espaciales y temporales de las pruebas del modelo físico pueden requerir una combinación con el modelado numérico para un análisis específico del sitio. Por ejemplo, es posible que la variación requerida en la direccionalidad de las olas (Sección 6.8.6) no se pueda lograr para la estructura o estructuras en consideración, por lo que los resultados de las pruebas de flujo físico en un solo ángulo de incidencia se pueden usar para calibrar un modelo numérico que aborde la totalidad. Variabilidad en la dirección del flujo.

Los modelos físicos se pueden usar para simular las profundidades y velocidades de inundación en los flujos de tsunami para usar con los procedimientos de diseño y las ecuaciones de las Secciones 6.9, 6.10, 6.11 y 6.12. El modelado físico también puede estar indicado para los casos en los que los flujos no siguen las suposiciones utilizadas para desarrollar las ecuaciones en las Secciones 6.8, 6.9, 6.10, 6.11 y 6.12 o no pueden abordarse económicamente usando un modelo numérico solo. Esta situación puede ser el caso donde el flujo varía rápidamente temporal o espacialmente y donde hay variaciones de presión dinámica, flujo rotacional o flujos multifásicos.

La similitud dinámica y cinemática del modelo y el prototipo debe coincidir tanto como sea posible. Para los tsunamis, el parámetro de escala más importante suele tomarse como el número de Froude, pero muchos otros parámetros adimensionales (como los números de Reynolds, Euler y Cauchy) también deben restringirse para obtener resultados útiles. Por ejemplo, el número de Reynolds debe mantenerse lo suficientemente alto para garantizar un flujo turbulento completamente desarrollado, de modo que el modelo sea insensible a la variación del número de Reynolds. Para la generación de olas, los efectos de la turbulencia y el arrastre de aire generados en las olas rompiendo y en el borde de ataque de las perforaciones turbulentas son difíciles de escalar y pueden afectar los resultados de las pruebas.

Las preocupaciones de escala también son particularmente difíciles para los problemas que involucran la interacción agua-suelo-estructura, la respuesta estructural o los impactos de escombros. Por ejemplo, la escala límite de 1:10 proporcionada para los componentes estructurales es adecuada para modelar cargas en un elemento rígido, pero es posible que deba aumentarse para modelar la respuesta del elemento estructural. En el caso de impactos de escombros, los experimentos a menudo se llevan a cabo a gran escala porque el comportamiento estructural no lineal y las propiedades del material no se representan adecuadamente a escalas más pequeñas.

Existe una guía extensa sobre la escala de modelos físicos que comienza con Buckingham (1914) hasta un comentario reciente sobre aplicaciones de ingeniería costera de Hughes (1993), Briggs et al. (2010) y Goseberg et al. (2013) abordan las consideraciones sobre la escala y la generación de olas y perforaciones de tsunami en el laboratorio.

## C6.9 CARGAS HIDROSTÁTICAS

**C6.9.1 Flotabilidad.** El levantamiento causado por la flotabilidad ha resultado en numerosas fallas estructurales durante tsunamis pasados, incluso en edificios con estructura de acero y hormigón que no están diseñados para las condiciones de tsunami (Chock et al. 2013a, b). Los altos niveles del nivel freático y la rápida saturación de la superficie del suelo durante la inundación del tsunami pueden permitir que se desarrolle presión por debajo del nivel del edificio. La fuerza de elevación resultante es proporcional al volumen de agua desplazada por los componentes estructurales y cualquier espacio cerrado por debajo del nivel de inundación en el momento en que se considera la flotabilidad. El volumen desplazado debe incluir, como mínimo, cualquier componente estructural, espacios cerrados, sofitos de piso y lasos estructurales integradas donde las vigas puedan atrapar aire. Se puede suponer que las paredes no estructurales diseñadas para romperse bajo las cargas de un tsunami y las ventanas estándar fallan y permiten que entre agua en el interior del edificio, aliviando así el efecto de flotabilidad. Sin embargo, se debe suponer que las ventanas diseñadas para el impacto de escombros transportados por el viento de misiles grandes, como las que se encuentran en zonas de huracanes, y las diseñadas para carga explosiva, permanecerán intactas durante todo el tsunami (a menos que se analicen para determinar su umbral de resistencia a la rotura).

Se puede suponer que los espacios cerrados con aberturas o elementos de pared separables iguales o superiores al 25% de la envolvente del recinto por debajo del nivel de inundación se llenan de agua, aliviando así el efecto de flotabilidad.

Que la presión hidrostática completa se desarrolle por debajo del nivel del suelo del edificio es una suposición conservadora basada en suelos de cimentación permeables, como limos, arenas y gravas, pero puede ser demasiado conservadora para suelos cohesivos como arcilla y limo arcilloso. La permeabilidad del suelo debe evaluarse en el contexto de la duración y la cabeza de presión de la profundidad de la inundación del tsunami en el sitio. Sin embargo, si la losa del primer piso sobre el terreno tiene las típicas juntas de aislamiento alrededor de las columnas, el levantamiento de la losa levantará la losa y la cederá, pero no levantará la superestructura. Los suelos cohesivos adyacentes a los componentes de los cimientos y las paredes del sótano pueden ofrecer resistencia a la flotabilidad resultante.

El Caso de carga 1, definido en la Sección 6.8.3.1, requiere que se evalúe una condición de elevación mínima a una profundidad de inundación de un piso o la altura de la parte superior de las ventanas del primer piso. También se aplican las excepciones al Caso de Carga 1 de la Sección 6.8.3.1. En resumen, la flotabilidad neta se puede evitar evitando la acumulación de presión hidrostática debajo de las losas estructurales, permitiendo que el espacio interior se inunde o diseñando para alivio de presión o alivio de fluencia estructural de la presión hidrostática, peso muerto suficiente, anclaje o una combinación de las consideraciones de diseño anteriores.

**C6.9.2 Fuerza hidrostática lateral desequilibrada.** La fuerza lateral hidrostática desequilibrada se desarrolla en un elemento de pared debido a las diferencias en el nivel del agua a ambos lados de la pared, independientemente de la orientación de la pared en la dirección del flujo del tsunami. Se supone que las paredes estrechas o aquellas con aberturas iguales o superiores al 10 % del área de la pared permiten que los niveles de agua se igualen en los lados opuestos de la pared. Sin embargo, para paredes anchas, o cuando las paredes perpendiculares en la parte delantera o trasera de la pared en consideración impiden que el agua llegue al otro lado de la pared.

pared, se deben considerar las cargas hidrostáticas desequilibradas. Esta condición solo debe considerarse durante los casos de carga de flujo de entrada 1 y 2.

**C6.9.3 Carga de Recargo por Agua Residual en Pisos y Paredes.** Durante la caída del tsunami, es posible que el agua no se drene de las losas de piso elevadas que tienen componentes estructurales perimetrales, como una viga ascendente, mampostería perimetral o muro o parapeto de concreto. Esta falta de drenaje da como resultado cargas de sobrecarga en la losa del piso que pueden exceder la capacidad de la losa. La profundidad potencial del agua retenida en la losa depende de la profundidad máxima de inundación durante el tsunami, pero estaría limitada a la altura de cualquier componente estructural del perímetro continuo que tenga la capacidad de sobrevivir a las cargas del tsunami y que retenga agua en un piso inundado. Se supone que los elementos no estructurales por encima de este elemento estructural perimetral fallaron durante la afluencia del tsunami para que no contribuyan a la retención de agua en la losa durante el abatimiento.

**C6.9.4 Sobre presión hidrostática de presión sobre los cimientos.** Durante la inundación y el descenso del tsunami, es posible que existan diferentes niveles de agua en lados opuestos de una pared, edificio u otra estructura bajo consideración. Por lo tanto, el diferencial resultante en la presión de sobre presión hidrostática en los cimientos debe considerarse en el diseño de los cimientos.

## C6.10 CARGAS HIDRODINÁMICAS

Las cargas hidrodinámicas se desarrollan cuando el fluido fluye alrededor de los objetos en la trayectoria del flujo. La inundación por tsunami puede tomar la forma de una marea o oleaje que sube rápidamente, o de una perforación rota. Ambas condiciones se consideran aquí. Debido a que las olas de los tsunamis generalmente rompen en alta mar, no se tienen en cuenta las cargas de ruptura de las olas que generalmente se asocian con las olas de tormenta impulsadas por el viento (FEMA 2011).

**C6.10.1 Presión Estática Lateral Uniforme Equivalente Simplificada.** Se prevé que la mayoría de los edificios y otras estructuras sujetas a las disposiciones de este capítulo se diseñarán para otras condiciones de carga lateral, como cargas sísmicas y de viento. Para edificios grandes o altos, estas otras condiciones de carga pueden resultar en mayores cargas en el sistema de resistencia de fuerza lateral que las cargas de tsunami, particularmente en regiones de alto riesgo sísmico. En tales casos, es deseable tener un enfoque simplificado pero conservador para comprobar si las condiciones de carga de tsunami afectarán o no al sistema estructural.

ecuación (6.10-1) se proporciona como una alternativa conservadora a un análisis de carga de tsunami más detallado. Esta ecuación se basa en la suposición de que todas las disposiciones más conservadoras presentadas en otras partes de esta sección ocurren simultáneamente en un edificio rectangular sin aberturas. Se supone que las cargas hidrodinámicas máximas ocurren durante el Caso de carga 2 (Sección 6.8.3.1), cuando  $h = 2\bar{y}_{max}$ , suponiendo un número de Froude conservador de  $p_2$  y un coeficiente de arrastre de  $C_d = 2.0$ . Con base en la condición más severa de impacto de perforación según la Sección 6.10.2.3, la carga lateral resultante por unidad de ancho del edificio viene dada por lo siguiente:

$$F_w = 1.5 \sqrt{\frac{3}{4} k_s y_{max}^2 C_d C_c x_{0.5}^2 h_{max}^2 r^2}{p_2^2}$$

$$= \frac{3}{4} k_s y_{max}^2 C_d C_c x_{0.5}^2 h_{max}^2 r^2 p_2^2$$

$$= 0.933 k_s y_{max}^2 h_{max}^2 r^2 p_2^2$$

Si se incluyen los peores efectos del enfoque del flujo sugeridos en la Sección de comentarios C6.8.6 como una amplificación de 1,25 en la velocidad del flujo (Tabla C6.8-3) y un factor de 1,1 para permitir una incertidumbre adicional, se obtiene la ecuación. (6.10-1):

$$F_w = 1.1 \cdot 1.25 \cdot p^2 \cdot 0.933 \cdot k_s \cdot s \cdot g \cdot h_{max}^2 \cdot \max(p) = 1.6 k_s \cdot s \cdot g \cdot h_{max}^2 \cdot \max(p).$$

Para tener en cuenta la acumulación adicional del nivel del agua en el borde delantero del edificio, esta carga se distribuye como una distribución de presión rectangular sobre una altura de 1,3 h máx. Por lo tanto, la presión resultante es

$$P_{us} = 1.6 k_s \cdot s \cdot g \cdot h_{max}^2 \cdot \max(p) \cdot 1.3 \cdot h_{max} \approx 1.25 l_t \cdot s \cdot g \cdot h_{max}$$

El sistema resistente a fuerzas laterales debe evaluarse para esta distribución de presión que actúa sobre todo el ancho del edificio perpendicular a la dirección del flujo tanto para flujos entrantes como salientes. Todos los elementos estructurales por debajo de 1,3 h máx. deben evaluarse para conocer los efectos de esta presión en el ancho de su afluente del área proyectada. Aunque no es posible que se produzca una perforación en el flujo de salida de descenso, la topografía y la erosión pueden dar lugar a una aceleración adicional del flujo que no se tiene en cuenta en el factor de amplificación de 1,25 de la Sección de comentarios C6.8.5. Por lo tanto, se determinó que la intención de esta ecuación simplificada se cumplió mejor usando la misma carga para los casos de flujo de entrada y de salida.

C6.10.2.1 Fuerza de arrastre general sobre edificios y otras estructuras. Una vez que se desarrolla el flujo alrededor de todo el edificio o estructura, la carga lateral desequilibrada causada por los efectos hidrodinámicos se puede estimar utilizando la Ec. (6.10-2), que se basa en la mecánica de fluidos (FEMA 2011). Los valores del coeficiente de arrastre,  $C_d$ , proporcionados en la Tabla 6.10-1 dependen de la relación entre el ancho del edificio perpendicular a la dirección del flujo y la profundidad de la inundación (FEMA 2011). Una estructura más ancha da como resultado una mayor acumulación de nivel de agua en el borde de ataque de la estructura.

El coeficiente de cierre,  $C_{cx}$ , representa el área vertical proyectada de los componentes estructurales, en relación con el área vertical proyectada de la sección sumergida del edificio. Esta relación no puede tomarse como menor que el valor dado en la Sección 6.8.7 para tener en cuenta la acumulación de escombros. ecuación (6.10-2) se evalúa para los tres casos de carga definidos en la Sección 6.8.3.1. Debido a que el coeficiente de arrastre,  $C_d$ , depende de la profundidad de inundación, y la profundidad de inundación cambia para cada caso de carga, el coeficiente de arrastre apropiado se determina a partir de la Tabla 6.10-1 para cada uno de los casos de carga especificados.

C6.10.2.2 Fuerza de arrastre en componentes. Todos los componentes estructurales y los conjuntos de paredes exteriores por debajo de la profundidad de inundación están sujetos a las fuerzas de arrastre hidrodinámicas dadas por la ecuación. (6.10-3). Esta expresión clásica de arrastre hidrodinámico depende de un coeficiente de arrastre determinado empíricamente,  $C_d$ , basado en la forma del elemento individual. Los valores típicos de  $C_d$  para formas de sección transversal de miembros comunes se dan en la Tabla 6.10-2 (OCADI 2009; Blevins 1984; Sarpkaya 2010; Newman 1977). Las observaciones posteriores al tsunami muestran que los elementos exteriores están sujetos a la acumulación de escombros que les da una forma irregular, por lo que para los elementos exteriores se usa un  $C_d$  de 2.0. La fuerza neta determinada a partir de la Ec. (6.10-3) debe aplicarse como una carga de presión distribuida en la parte sumergida del componente que se está diseñando. Se deben considerar los tres casos de carga definidos en la Sección 6.8.3.1. A medida que aumenta la profundidad de la inundación para diferentes casos de carga, los componentes que se

aumento inundado. Los componentes estructurales que forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales pueden estar sujetos a la resultante neta de su participación en la resistencia de la fuerza de arrastre general sobre la estructura de la Sección 6.10.2.1 y la presión de arrastre causada por el flujo local alrededor del componente definido. en esta sección.

C6.10.2.3 Tsunami-Cargas-en-Vertical-Structural-Components,  $F_w$ . Los experimentos de laboratorio han demostrado que cuando el borde de ataque de una marejada de tsunami, que a menudo toma la forma de un orificio roto, incide en un elemento de pared ancha, se desarrolla una carga impulsiva de corta duración que excede la fuerza de arrastre hidrodinámica obtenida de la ecuación. (6.10-5)

(Ramsden 1993; Arnason et al. 2009; Paczkowski 2011; Robertson et al. 2013).

Este aumento es de aproximadamente el 50%, lo que da como resultado el factor de amplificación de 1,5 aplicado a la expresión de arrastre en estado estacionario en la ecuación. (6.10-5). Cuando el flujo se inició como una perforación, pero la topografía redujo el número de Froude a menos de 1,0 en un sitio, entonces la perforación se considera disipada y la Ec. (6.10-5b) no se invoca.

Esta condición de carga solo necesita verificarse cuando la velocidad de entrada es máxima, es decir, el Caso de carga 2 en la Sección 6.8.3.1. Se aplica a todos los elementos de pared que son más anchos que tres veces la profundidad de inundación correspondiente al Caso de carga 2. Esta relación de aspecto se basa en la relación entre la altura del orificio y el ancho del espécimen para la cual los experimentos de Arnason dieron como resultado una fuerza impulsiva que excedía el estado estacionario posterior. fuerza de arrastre (Arnason et al. 2009). Debido a la corta duración de esta carga impulsiva, se supone que las ventanas y puertas están intactas hasta que se alcanza la carga máxima.

Robertson et al. (2013). Con base en experimentos a gran escala en la Universidad Estatal de Oregón, se determinó que la carga lateral por unidad de ancho de pared se puede estimar usando lo siguiente:

$$F_w = k_s \cdot s \cdot g \cdot h_b^2 + h_j \cdot v_j \cdot p \cdot g \cdot \frac{1}{2} \cdot h_j^2 \cdot v_j^4$$

donde

$h_b$  es la altura de la perforación, igual a la suma de la profundidad del agua

tranquila,  $d_s$ , y la altura del salto,  $h_j$ ; y  $v_j$  es la velocidad de perforación, que se puede estimar utilizando la teoría del salto hidráulico como

$$v_j = \frac{1}{2} \frac{g h_b}{g h_b + \frac{h_b}{d_s}} + 1$$

Esta fuerza actúa como una distribución de presión triangular sobre una altura de  $h_p$  con una presión base de  $2F_w \cdot h_p$ , donde  $h_p$  es la altura instantánea de encaramiento a la carga máxima dada por

$$h_p = 0.25 p \cdot 1 \cdot \frac{h_b}{\delta h_b} \cdot h_r \cdot \sqrt{1.75 \delta h_b \cdot h_r} \cdot ds$$

$$\text{donde } h = \frac{v_j h_j}{g p}$$

La aplicación de esta expresión a un gran muro estructural dañado durante el tsunami de Tohoku mostró una excelente concordancia con el daño observado (Chock et al. 2013a). Las ecuaciones anteriores pueden ser apropiadas cuando la información detallada sobre un escenario de perforación se determina a partir de datos de campo o se estima a partir de un análisis del modelo de inundación específico del sitio.

FIGURA C6.10-1 Carga prevista frente a experimental en el orificio del muro (escala modelo 1:5)

FIGURA C6.10-2 Transición de arrastre hidrodinámico de columna individual a muro sólido

Para fines de diseño, la comparación entre el enfoque más detallado y el utilizado en la Sección 6.10.2.3 para todos los casos experimentales de pared perforada realizados en la Universidad Estatal de Oregón muestra una buena concordancia entre los resultados previstos y medidos (Fig. C6.10-1) .

#### C6.10.2.4 Carga hidrodinámica sobre muros perforados, $F_p w$ .

La fuerza impulsiva sobre una pared sólida obtenida de la Sección 6.10.2.3 se puede reducir si hay aberturas en la pared a través de las cuales puede pasar el flujo. Cuando se aplica a la Ec. (6.10-3), el factor 1.5 aplicado en la Sección 6.10.2.4 produce un coeficiente de arrastre efectivo,  $C_d = 3.0$ .

Los experimentos realizados en la Universidad Estatal de Oregón en muros perforados indican que los coeficientes de cierre,  $C_{cx}$ , inferiores al 20 % no tienen efecto sobre la fuerza en pilares de muros individuales (Santo y Robertson 2010). Sin embargo, las relaciones de cierre más altas dieron como resultado un aumento de la carga en todos los pilares del muro. Por lo tanto, se supone una transición lineal entre el muro completamente cerrado y un muro con un coeficiente de cierre del 20 %, como se muestra en la Fig. C6.10-2.

C6.10.2.5 Muros Angulados al Flujo. ecuación (6.10-7) proporciona una reducción de las cargas hidrodinámicas en una pared colocada oblicua al flujo. Esta reducción es también la misma que se preveía para rompientes en el Capítulo 5 de la edición 2010 de esta norma.

C6.10.3.1 Presión de Estancamiento de Flujo. Las observaciones del tsunami de Tohoku indican que los espacios cerrados estructuralmente creados por muros estructurales en tres lados y losas estructurales pueden presurizarse por el flujo que ingresa a un espacio cerrado por muros sin aberturas en los muros laterales o de sotavento (Chock et al. 2013b). El análisis de tres de estas condiciones formadas por muros de hormigón armado confirmó que la presión interna alcanzó la presión teórica de estancamiento del flujo dada por la ecuación. (6.10-8) (Bernoulli 1738).

#### C6.10.3.2 Levantamiento por oleaje hidrodinámico en lasas horizontales

C6.10.3.2.1 Losas sumergidas durante el flujo de entrada del tsunami. Los experimentos realizados en la Universidad Estatal de Oregón en lasas horizontales sin obstrucciones de flujo por encima o por debajo de la losa indican que se pueden desarrollar presiones de elevación de 20 psf (0,958 kPa) en el sofio de la losa (Ge y Robertson 2010). El bloqueo en forma de columnas estructurales o paredes debajo de la losa da como resultado mayores presiones de levantamiento que se indican en la Sección 6.10.3.3.

C6.10.3.2.2 Losas sobre pendiente. Una losa elevada horizontal ubicada sobre un terreno inclinado está sujeta a una presión hidrodinámica ascendente si el flujo alcanza la elevación del sofio de la losa.

Debido a la pendiente de la pendiente, el flujo tiene un componente de velocidad vertical de  $uv = umax \tan \bar{y}$ , donde  $\bar{y}$  es la pendiente promedio de la pendiente debajo de la losa que se está considerando. ecuación (6.10-9) estima que esta velocidad vertical induce una presión hacia arriba equivalente a la carga de sobretensión transitoria en las paredes dada por la Sección 6.10.2.3, asumiendo un valor de  $C_d$  de 2.0.

#### C6.10.3.3 Flujo de perforación de tsunami atrapado en huecos de losa de pared estructural

C6.10.3.3.1 Carga de presión en huecos de losas de muros estructurales. La evidencia de tsunamis anteriores muestra que pueden desarrollarse presiones de levantamiento significativas debajo de losas estructurales horizontales, como pisos y pilares, si el flujo debajo de la losa está bloqueado por una pared u otra obstrucción (Saatcioglu et al. 2005; Chock et al. 2013b) . El flujo entrante que golpea la pared se desvía hacia arriba pero es bloqueado por el

**FIGURA C6.10-3** Presión ascendente promedio en el sofito de losa cuando el flujo está bloqueado por una pared sólida (1 psf = 0,048 kPa)

losa, lo que genera grandes presiones tanto en el muro como en el cielo raso de la losa cerca de la cara del muro. Una serie de experimentos realizados a pequeña y gran escala en la Universidad Estatal de Oregón y la Universidad de Hawái demostraron que este efecto es más grave cuando la profundidad de la inundación supera los  $2\frac{1}{3}$  de la elevación de la losa, o  $hs \geq 1.5$  ([Ge y Robertson 2010](#)). La Fig. [C6.10-3](#) muestra los resultados de las pruebas a pequeña escala (cuenca de olas de tsunami de OSU y rotura de presa UH) usando una configuración de prueba idéntica a una escala de modelo de aproximadamente 1:10) y a gran escala (canal de olas grande de OSU a una escala de modelo de aproximadamente 1:5). escala) con alturas de perforación el doble de las de los experimentos a pequeña escala. Se desarrolló un sobre que encerraba el 90% de los datos de prueba, como se muestra en la figura [C6.10-3](#).

Aunque existe una variabilidad considerable en las presiones de elevación incluso para condiciones de olas repetidas idénticas, parece haber coherencia entre los resultados de las pruebas a pequeña y gran escala, lo que indica que los resultados de laboratorio también se aplican a escala completa. La estimación de las presiones de levantamiento requeridas para provocar la falla por levantamiento de las losas de acceso al muelle durante el tsunami de Tohoku indicó que las presiones variaron de 180 a 250 psf (8,62 a 12,0 kPa), indicado por el área sombreada en la Fig. [C6.10-3](#) ([Chock et al. 2013b](#)). Aunque se desconoce la profundidad de la inundación en el momento de la falla de la losa, estas presiones de levantamiento observadas a escala completa confirman la idoneidad de la envolvente de la Fig. [C6.10-3](#).

Las distribuciones de presión medidas en el pico de levantamiento indicaron que la presión hacia afuera en el muro y la presión hacia arriba debajo de la losa adyacente al muro eran aproximadamente un tercio mayores que la presión promedio, mientras que la presión hacia afuera del muro se redujo a aproximadamente la mitad de este valor. Si el muro tiene un ancho finito,  $lw$ , y el agua puede fluir alrededor de los extremos del muro, entonces se supone que la presión de levantamiento sobre la losa más allá de una distancia  $hs + lw$  cae al levantamiento nominal de 30 psf (1,436 kPa). Por lo tanto, todo el muro y la losa dentro de  $hs$  del muro deben diseñarse para una presión de levantamiento de 350 psf (16,76 kPa). Entre una distancia  $hs$  y  $hs + lw$ , la losa debe diseñarse para una presión de levantamiento de 175 psf (8,38 kPa). Más allá de  $hs + lw$ , la losa se diseñará para una presión de levantamiento de 30 libras por pie cuadrado (1,436 kPa).

**C6.10.3.3.2 Reducción de Carga con Profundidad de Inundación.** Como se muestra en la Fig. [C6.10-4](#), cuando la profundidad de inundación es menor que  $2\frac{1}{3}$  de la elevación de la losa, o  $hs > 1.5$ , la envolvente de presión de levantamiento cae linealmente. ecuación (6.10-10) proporciona la disminución lineal equivalente para la presión de 350 psf (16,76 kPa) prescrita en la Sección 6.10.3.3.1. La presión de levantamiento de la losa fuera de una distancia de

**FIGURA C6.10-4** Reducción media de la presión de levantamiento de la losa causada por una pared perforada (1 psf = 0,048 kPa; 1 pulgada = 25,4 mm)

Nota: Las barras verticales muestran el rango de diagrama de caja de los resultados de la prueba en cada relación de cierre.

hs de la pared también disminuye proporcionalmente. Los datos de prueba indican una presión ascendente promedio mínima de 20 psf (0,958 kPa) para losas de hasta cinco veces la profundidad de inundación. Una vez que la altura de la losa excede cinco veces la profundidad de inundación, el flujo dirigido hacia arriba no alcanzó la losa, por lo que no es necesario considerar la presión de elevación.

**C6.10.3.3.3 Reducción de carga para aberturas de pared.** Los experimentos se realizaron en la cuenca de olas del tsunami en la Universidad Estatal de Oregón usando la misma configuración experimental que se describe en la Sección [C6.10.3.3.1](#) pero con una pared perforada reemplazando la pared sólida detrás de la losa ([Ge y Robertson 2010](#)). Estas pruebas indicaron que las presiones de levantamiento de la losa disminuyen linealmente en función del porcentaje de cierre provisto por la pared perforada, como se muestra en la Fig. [C6.10-4](#). Se observó una presión de elevación mínima de 20 psf (0,958 kPa) incluso cuando se retiró completamente el muro, lo que llevó a la disposición de la Sección 6.10.3.2.1.

**C6.10.3.3.4 Reducción de carga para aberturas de losa.** Los experimentos realizados en la Universidad de Hawái demostraron que la presencia de un espacio de apertura entre la losa y la pared sólida alivia significativamente la presión de levantamiento sobre la losa. La Fig. [C6.10-5](#) muestra la configuración de prueba utilizada para estos experimentos, realizada aproximadamente a escala :12. La figura [C6.10-6](#) ([Takakura y Robertson 2010](#)) muestra la reducción en la presión de levantamiento,  $P_u$ , para una losa con un espacio abierto, en comparación con una que no tiene espacio, ya que el ancho del espacio,  $w_g$ , cambia en relación con la losa . altura de plafón,  $h_s$ . ecuaciones (6.10-12), (6.10-13) y (6.10-14) se basan en estos datos y están representados por la línea discontinua en la figura [C6.10-6](#). Se supone que ocurre el mismo efecto cuando el espacio se crea por medio de un panel diseñado para romperse a una presión de elevación inferior a 175 psf (8,38 kPa). La evidencia de numerosos pilares inundados durante el tsunami de Tohoku indica que las rejillas de alivio de presión y los paneles de acceso sueltos fueron efectivos como paneles desprendibles con el fin de aliviar las presiones de levantamiento en la losa restante ([Chock et al. 2013b](#)).

**C6.10.3.3.5 Reducción de Carga para Muro Desprendible de Tsunami.** Si el muro que restringe el flujo debajo de la losa está diseñado como un muro de ruptura de tsunami, entonces se puede suponer que fallará cuando la presión en el muro exceda la requerida para que falle la conexión entre

**FIGURA C6.10-5** Configuración de la prueba para estudiar el efecto de la brecha abierta o losa desprendible en la presión de levantamiento

**FIGURA C6.10-6** Reducción en la presión de levantamiento de la losa causada por la presencia de un espacio abierto o una losa desprendida (1 pulg. = 25,4 mm)

la pared y la losa. Esta presión será la más alta que pueda experimentar la losa antes de la falla del muro.

#### C6.11 CARGAS DE IMPACTO DE DESECHOS

Los tsunamis pueden transportar un gran volumen de escombros. Prácticamente cualquier cosa en la trayectoria del flujo que pueda flotar dada la profundidad de la inundación y que no pueda soportar el flujo de agua se convierte en escombros. Ejemplos comunes son árboles, postes de servicios públicos de madera, automóviles y casas con estructura de madera y partes de las mismas. Algunos escombros no flotantes, como cíntulos rodados y piezas de concreto, también pueden transportarse si el flujo es lo suficientemente fuerte. Esta sección cubre la especificación de las fuerzas y la duración del impacto en las estructuras por tales escombros. Las fuerzas de impacto de los escombros se determinarán para la ubicación de la estructura en función de los escombros potenciales en el área circundante que se espera que lleguen al sitio durante el tsunami. De particular preocupación son los componentes estructurales del perímetro orientados perpendicularmente a la dirección del flujo porque tienen el mayor riesgo de impacto y su pérdida puede comprometer la capacidad de la estructura para soportar cargas de gravedad.

Las fuerzas de impacto dependen de la velocidad de impacto, que se supone que es igual a la velocidad de flujo de los desechos flotantes. Los puntos de aplicación de la fuerza de impacto, que se supone que es una fuerza concentrada, deben elegirse para dar el peor caso de cortante y momento para cada miembro estructural que debe ser

considerado dentro de la profundidad de inundación y la correspondiente velocidad de flujo. Las excepciones a esto se especifican en las secciones subsiguientes en función de las características específicas de los desechos.

La ubicuidad de (1) troncos y/o postes; (2) vehículos de pasajeros; y (3) cíntulos rodados y escombros de hormigón requiere la suposición de que

estas cosas impactarán la estructura si la profundidad y la velocidad de la inundación lo hacen factible.

Los contenedores de envío cerrados flotan muy fácilmente, incluso si están cargados. Por lo tanto, para las estructuras cercanas a un patio de contenedores, se debe considerar el impacto de los contenedores flotantes. El procedimiento de evaluación de peligros del sitio en la Sección 6.11.5 se utiliza para evaluar si el impacto de los contenedores de envío debe considerarse en una ubicación en particular.

Los barcos (incluidos los transbordadores) y las barcazas también son desechos potenciales que pueden impactar las estructuras. La probabilidad de tal impacto de escombros "extraordinario" es más significativa para las estructuras cercanas a los puertos y puertos que contienen estos buques. Debido a que es probable que el impacto de estos objetos imponga una demanda que no se pueda resistir económicamente para muchas estructuras, solo las instalaciones críticas de categoría III de riesgo de tsunami y los edificios y estructuras de categoría IV de riesgo de tsunami deben considerar dicho impacto. El procedimiento de evaluación de peligros del sitio en la Sección 6.11.5 se usa para evaluar si se debe considerar el impacto de las embarcaciones marinas.

La Tabla C6.11-1 resume los requisitos para el diseño, especialmente las profundidades de inundación del umbral a qué nivel (o mayor) se requiere considerar cada tipo de impacto de escombros.

C6.11.1 Carga estática alternativa simplificada de impacto de escombros. Se permite que el diseño para una carga conservadora y prescriptiva reemplace la consideración específica del impacto de troncos, postes, vehículos, rocas, escombros de concreto y contenedores de envío. El valor de 330 kips (1470 kN) se basa en el tope de 220 kips (980 kN) de la Sección 6.11.6 para contenedores de transporte, multiplicado por una amplificación dinámica de 1,5.

Tenga en cuenta que el factor de amplificación dinámica máxima de la Tabla 6.11-1 no se utilizó para tener en cuenta la

reducción de las fuerzas máximas causadas por la respuesta inelástica del componente impactado. Si se demuestra que el sitio no está en la zona de impacto del contenedor o del barco según la Sección 6.11.5, entonces se supone que la fuerza del impacto se debe a un impacto directo de un tronco de madera.

La Universidad de Lehigh ([Piran Aghl et al. 2014](#)) probó un tronco de madera nominal de 204 kg (450 lb) de peso (consulte la Sección C6.11.2). Se puede utilizar una fuerza de golpe directa básica de 165 kips (734 kN) en lugar de los 330 kips (1470 kN) según el contenedor de envío. La fuerza de impacto de diseño nominal para troncos o postes se limita a la resistencia al aplastamiento del material. Esta carga prescriptiva de 165 kip (734 kN) incluye un factor de respuesta dinámica estructural de 1,5 y está asociada con postes y troncos con una fuerza de trituración paralela al grano de 5000 psi (34,5 MPa) (aproximadamente la media más una desviación estándar) para el pino del sur. o Douglas Fir según ASTM D2555 ([2011](#)). Se supone que el área de contacto efectiva es de 22 pulgadas cuadradas (142 cm<sup>2</sup>), lo que representa alrededor del 20% del

Tabla C6.11-1 Condiciones para las cuales se evalúa el diseño para el impacto de escombros

Escombros	Edificios y Otras estructuras	Límite Inundación Profundidad
Postes, troncos y vehículos de pasajeros	alla	0,914 m (3 pies)
Cíntulos rodados y escombros de hormigón	alla	1,8 m (6 pies)
Contenedores de envío	alla	0,914 m (3 pies)
Barcos y/o barcazas	Riesgo de tsunami	3,6 m (12 pies)
	Categoría III	
	Instalaciones Críticas	
	y Categoría IVb	

<sup>a</sup>Todos los edificios y otras estructuras como se especifica en la Sección 6.1.1.

<sup>b</sup>Instalaciones críticas de categoría III de riesgo de tsunami y edificios y otras estructuras de categoría IV en la región de riesgo de impacto de escombros según lo determinado en la Sección 6.11.5.

área de extremo de un poste de 1 pie (30,5 cm) de diámetro, en consonancia con Piran Aghl et al. (2014). En todos los casos se aplica el Factor de Orientación, Co. La fuerza simplificada prescriptiva neta es conservadora en comparación con los resultados de las pruebas de laboratorio, que también se consideran conservadores en comparación con las condiciones de campo probables.

C6.11.2 Troncos y postes de madera. Las disposiciones anteriores para las fuerzas de impacto de escombros, como en ASCE 7-10 (2013a), Sección C5.4.5, se han basado principalmente en una formulación de momento de impulso para impacto de cuerpo rígido, que requiere una suposición de la duración del impacto. ecuación (6.11-2) se basa en la propagación de ondas de tensión en los escombros y, por lo tanto, considera la flexibilidad de los escombros y el elemento estructural. Los supuestos son impacto elástico y un golpe longitudinal. Es decir, en el caso de un poste o tronco, golpea la estructura en su extremo trasero, en lugar de transversalmente. Asimismo, para un contenedor de envío, según la Sección 6.11.6, se supone que el extremo de un riel longitudinal inferior del contenedor golpea el miembro estructural.

Las pruebas a gran escala en la Universidad de Lehigh han validado la ecuación para un poste de electricidad y un contenedor de transporte de 20 pies (6,1 m) en estas condiciones (Piran Aghl et al. 2014; Riggs et al. 2014). ecuación (6.11-4) para la duración también se basa en el impacto elástico. Supone que la fuerza de impacto es constante, lo que da como resultado una historia rectangular de fuerza-tiempo. Aunque la duración puede subestimarse un poco, el impulso total es conservador.

El tronco o poste nominal de 454 kg (1000 lb) se adopta de ASCE 7-10 (2013a) Sección C5.4.5 para inundaciones. Las propiedades de la madera varían ampliamente, pero esto corresponde aproximadamente a un tronco de 9,15 m (30 pies) con un diámetro de 30,5 cm (1 pie). Sin embargo, árboles mucho más grandes son posibles en ciertas áreas geográficas, y los profesionales del diseño deben considerar las condiciones regionales y locales. La rigidez mínima se basa en estas dimensiones y un módulo de elasticidad de aproximadamente 1100 ksi (7580 MPa). Se obtiene a partir de la conocida relación EA/YL para la rigidez axial.

El impacto de escombros es claramente un evento dinámico, y el elemento estructural responde dinámicamente. Sin embargo, se permite un análisis estático equivalente, donde el desplazamiento estático se multiplica por un factor dinámico. Los factores de escala en función de la relación entre la duración del impacto y el período natural del elemento estructural representan el espectro de choque. Los espectros de choque también dependen de la forma de la curva fuerza-tiempo. El espectro de choque especificado en la Tabla 6.11-1 se adoptó de ASCE 7-10 (2013a), Sección C5.4.5 y es una versión modificada del espectro de choque para una onda semisinusoidal. La diferencia es que el factor en la Tabla 6.11-1 permanece constante para  $td/T > 1,4$ , mientras que el espectro de choque de semionda sinusoidal disminuye. Sin embargo, los resultados experimentales de Lehigh muestran una mejor concordancia con los valores de la Tabla 6.11-1 porque la historia fuerza-tiempo no es verdaderamente una onda semisinusoidal (Piran Aghl et al. 2014).

El valor de Orientation Factor, Co, se derivó de los datos de Haehnel y Daly (2004), patrocinados conjuntamente por ASCE y FEMA. Es el valor medio más una desviación estándar de la fuerza de impacto de escombros de troncos para ensayos que incluyeron impactos directos y desviados de troncos que flotan libremente.

C6.11.3 Impacto de Vehículos. Los vehículos de pasajeros son ubicuos, flotan y se transportan fácilmente. Esta norma requiere la suposición de que el impacto ocurre siempre que la profundidad de la inundación sea suficiente para hacer flotar el vehículo, que se considera que es de 3 pies (0,914 m). NCAC (2011, 2012) describe un análisis experimental y numérico del impacto de choque frontal contra una pared de un vehículo de pasajeros subcompacto de 2400 lb (1090 kg) que viaja a 35 mph (15,6 m/s). Con base en los resultados allí, la rigidez inicial del vehículo se estimó en 5700 lb/in: (1 kN/mm). Con una velocidad supuesta de 9 mph (4 m/s), la ecuación (6.11-2) da como resultado una fuerza de impacto de aproximadamente

Tabla C6.11-2 Tamaño de la clase de bloque

Tamaño de la roca

	Tamaño	Clasificación de rocas
160–80	4000–2000	Cantos rodados muy grandes
80–40	2000–1000	Grandes rocas
40–20	1000–500	Rocas medianas
20–10	500–250	pequeñas rocas

Fuente: Datos de Lane (1947).

30 kips (133 kN) (Naito et al. 2014). Con base en un impacto lateral más probable con un área de contacto más pequeña, se considera que 30 kips (133 kN) es una carga prescriptiva suficientemente conservadora para cubrir una gama de posibles escenarios de impacto de vehículos. El impacto puede ocurrir desde 3 pies (0,914 m) hasta la profundidad de la inundación.

C6.11.4 Impacto por roca rodante sumergida y escombros de hormigón. La fuerza de impacto de los escombros de rocas que caen se ha establecido en base a un enfoque estático simplificado (Chau y Bao 2010). Un peso de "roca" de 5,000 lb (2,270 kg) (ya sea una roca real en el extremo inferior de la clasificación de "roca grande" que se muestra en la Tabla C6.11-2 o escombros de tamaño similar

de componentes estructurales fallados) se considera dentro de la zona de inundación cayendo a una velocidad máxima relativa de aproximadamente 13,1 pies/s (4 m/s). Un factor de amplificación dinámica de 2 se incorpora implícitamente en la fuerza. Se supone que el canto rodado impacta contra el elemento estructural a 0,61 m (2 pies) sobre el nivel del suelo para reflejar que el movimiento del canto rodado es rodar a lo largo de la superficie del suelo.

C6.11.5 Evaluación de peligros del sitio para contenedores de envío, barcos y barcas. Se especifica un procedimiento para determinar si se debe considerar el impacto de estos objetos de escombros. El procedimiento se basa en la suposición de que los desechos provienen de una fuente puntual y luego se identifica la región de riesgo asociada con la fuente puntual. Esta suposición puede requerir que los grandes patios de contenedores o puertos se dividan en varias fuentes puntuales, cada una con su propia región de peligro. Por ejemplo, un puerto que se extiende longitudinalmente a lo largo de la costa puede necesitar ser representado por varias fuentes puntuales.

La idea básica del procedimiento es encontrar un sector circular de 45° con un área igual a 50 veces el área plana combinada de los escombros, de modo que los escombros, una vez distribuidos, tengan una concentración promedio (es decir, "densidad de área"). del 2%. El rango de 45° sobre el transecto perpendicular se adopta de la Sección 6.8.6.1.

Debido a que los escombros pueden ser transportados hacia la línea de la costa al descender, el sector circular se "invierte", como se muestra en la Fig. 6.11-1, para tener en cuenta el riesgo de impacto durante el descenso. Las áreas combinadas de ambos segmentos circulares definen la región de peligro para la cual se debe considerar el impacto de contenedores, barcas o barcos. Este estándar permite considerar la direccionalidad del flujo y, por lo tanto, la direccionalidad del impacto. Este procedimiento básico se aplicó a varias regiones después del tsunami de Tohoku de 2011 con un éxito razonable (Naito et al. 2014).

En los casos considerados allí, no todos los escombros estaban dentro de la región de peligro, pero la mayoría sí, y se supone que los escombros que se distribuyen más lateralmente tienen una velocidad significativamente menor que la velocidad del flujo y, por lo tanto, representan una amenaza menor.

El transporte de los escombros puede verse limitado por las estructuras resistentes a los tsunamis, la geografía y la profundidad insuficiente de la inundación. Por ejemplo, los contenedores en un patio que está rodeado en el lado de sotavento por estructuras de hormigón y acero estructural no se desembolsarán

más allá de las estructuras, siempre que no puedan flotar sobre las estructuras. De manera similar, los barcos con, por ejemplo, un calado de 4 pies (1,2 m) no serán transportados lejos ni a una velocidad significativa en una profundidad de inundación de 4 pies (1,2 m).

C6.11.6 Contenedores de envío. Las ecuaciones de fuerza y duración del impacto en la Sección 6.11.2 también son válidas para el impacto frontal (longitudinal) por la esquina de un contenedor de envío.

Ver la discusión en la Sección C6.11.2.

Los resultados de la prueba de Lehigh ([Piran Aghil et al. 2014](#)) han demostrado que la masa del contenido del contenedor no afecta significativamente la fuerza de impacto siempre que el contenido no esté unido rígidamente al marco estructural. Por lo tanto, para contenedores de envío, la masa vacía del contenedor se usa en las Ecs. (6.11-2) y (6.11-4). Sin embargo, el contenido puede aumentar un poco la duración, por lo que la ecuación. (6.11-5) se utiliza para obtener una duración alternativa que también debe ser considerada. Tenga en cuenta que la fuerza en esa ecuación es la misma que para un recipiente vacío. ecuación (6.11-5) se basa esencialmente en un impacto plástico causado por la deformación plástica del contenedor, es decir, se supone que el contenedor se "pega" al elemento estructural y no rebota.

Los contenedores de envío están estandarizados en términos de largo, alto y ancho, pero el peso y los detalles estructurales pueden variar un poco según el fabricante. Los valores de peso y rigidez proporcionados en la Tabla 6.11-2 se consideran aproximaciones razonables para la mayoría de los contenedores de envío ISO estándar.

Los pesos cargados asumen que los contenedores están cargados al 50% aproximadamente. Por lo tanto, estos números convertidos a masa se pueden usar directamente en la ecuación. (6.11-5) para  $md$  y  $m$  contenidos. Los valores de rigidez se basan en  $EA/yL$ , donde  $E$  es el módulo de elasticidad del acero,  $A$  es el área de la sección transversal de un riel inferior del contenedor y  $L$  es la longitud del riel, sin incluir los bloques finales fundidos. .

ecuación (6.11-2) no contiene ningún factor para explicar un aumento en la fuerza causado por el flujo de fluido afectado por la parada repentina del objeto de escombros, que incluyen algunas otras formulaciones. Para el impacto longitudinal de un tronco, no se espera que dicho aumento en la fuerza sea significativo. Las pruebas en el canal de ondas de tsunami NEES en la Universidad Estatal de Oregón en contenedores de envío a escala también mostraron que para los impactos longitudinales, la fuerza del impacto no se vio afectada significativamente por el fluido ([Riggs et al. 2014](#)). La fuerza proveniente de la Ec. (6.11-2) se considera lo suficientemente conservador como para permitir que se ignore el efecto de "masa añadida" del fluido transitorio.

Cabe señalar que la fuerza de impacto máxima requerida de 220 kip (980 kN) para un contenedor de envío no es la fuerza máxima que podría aplicar un contenedor. El valor se basa en las pruebas de Lehigh a 8,5 mph (3,8 m/s). Los resultados de simulaciones publicados recientemente han indicado que la fuerza máxima puede ser mayor ([Madurapperuma y Wijeyewickrema 2013](#)), dependiendo del escenario de impacto. La fuerza de 220 kip (980 kN) se ha elegido como un valor razonable para el diseño.

Se utiliza un factor de orientación,  $Co$ , de 0,65, suponiendo que existe una aleatoriedad similar en la alineación de la cuerda de acero de la esquina inferior de los contenedores de envío con el componente estructural objetivo.

C6.11.7 Impactos extraordinarios de escombros. Los impactos extraordinarios de escombros, definidos como impactos de embarcaciones marinas de 88 000 lb (39 916 kg) o más, se deben considerar para las instalaciones críticas de categoría III de riesgo de tsunami y los edificios y estructuras de categoría IV de riesgo de tsunami que se encuentran en la región de impacto de peligro de escombros de un puerto o puerto, como se define en la Sección 6.11.5 y para el cual la profundidad de inundación es de 12 pies (3,66 m) o más. El tamaño de la embarcación a utilizar depende del tamaño más probable de la embarcación.

presentes en el puerto o puerto. Se puede consultar al capitán del puerto oa la autoridad portuaria para determinar los tamaños típicos de las embarcaciones, los calados con lastre y el desplazamiento de peso bajo el calado con lastre. Los tamaños típicos de los buques también se proporcionan en PIANC ([2014](#)).

La fuerza de impacto nominal se calcula con la ecuación. (6.11-3), con la suposición de que la rigidez del recipiente es mayor que la rigidez del elemento estructural. Por lo tanto, se utilizará la rigidez del miembro estructural transversal. La fuerza calculada puede ser mayor que cualquier capacidad económica del miembro. Por lo tanto, se puede suponer que el elemento ha fallado, en cuyo caso se debe evitar el colapso progresivo de estas importantes estructuras.

C6.11.8 Métodos alternativos de análisis de respuesta. También se permite realizar un análisis dinámico. Esta norma especifica que se aplique un pulso rectangular. Para un análisis elástico lineal de un sistema de un solo grado de libertad, la respuesta máxima es más alta que la obtenida de un análisis elástico equivalente porque el espectro de choque rectangular es más grande que el espectro de onda semisinusoide; véase, por ejemplo, Chopra ([2012](#)).

Si se considera la respuesta inelástica, la ductilidad de la estructura puede reducir las demandas de fuerza. Se permiten tanto un análisis de historia del tiempo no lineal como un enfoque de trabajo-energía.

Un método de trabajo-energía para el impacto de escombros grandes y esencialmente rígidos que considera la ductilidad de la estructura impactada conduce a la ecuación. (C6.11-1):

$$\frac{F_{cap} = umax}{2\ddot{y} + 1 p \delta_1 p Mmymdp} = \frac{\delta_1 p e p}{keMe p} \quad (C6.11-1)$$

donde

$F_{cap}$  es la capacidad de la estructura;  $e$  es el coeficiente de restitución entre los escombros y la estructura (se supondrá que  $e$  es 1 a menos que se demuestre lo contrario);  $Me$  es la masa efectiva de la estructura en el punto de impacto;  $ke$  es la rigidez elástica inicial de la estructura en el punto de impacto;  $y$  es la relación de ductilidad permisible (p. ej., según ACI 349-13 (2013), Apéndice C, Sección C.3.7).

Esta ecuación se basa en una relación fuerza-desplazamiento elástica-perfectamente plástica en la que  $ke$  es la rigidez elástica,  $F_{cap}$  es la fuerza de "rendimiento" y  $\ddot{y}$  es la relación entre el desplazamiento máximo y  $F_{cap}/ke$ . Los términos de masa se calculan como  $Mm = Pm\ddot{y}_1$  y  $Me = Pm\ddot{y}_2$  donde  $\ddot{y}_1$  representa los desplazamientos ~~parciales de impacto estructural para resultados de fuerza~~ durante el punto de impacto. Este enfoque es una versión ligeramente modificada del enfoque de Kuilanoff y Drake ([1991](#)).

Se debe tener cuidado al elegir qué parte de la estructura se usa para obtener  $ke$ ,  $Mm$  y  $Me$ . Se debe considerar la duración del impacto. Por ejemplo, lo más probable es que el impacto de un tronco o un contenedor de transporte ocurra en un período de tiempo muy corto, y es poco probable que toda una estructura grande responda durante un período tan corto.

Por lo tanto, se debe considerar una sección de la estructura, posiblemente hasta el miembro estructural. Sin embargo, el impacto de un barco puede ocurrir durante un tiempo lo suficientemente largo como para permitir que toda la estructura responda, y puede ser apropiado considerar toda la estructura.

Para otros enfoques de trabajo-energía, donde las fuerzas son acomodadas por el comportamiento inelástico hasta cierta ductilidad permisible, la rigidez inicial de la estructura se modifica a una rigidez efectiva que refleja esa deformación. En lugar de un análisis de historia de tiempo no lineal, la rigidez secante o efectiva es una técnica reconocida para linealizar el análisis de respuesta modelada con base en un punto de desempeño en el rango inelástico, como se muestra en la figura C6.11-1. El análisis de la muestra indica que para alcanzar resultados consistentes en un amplio rango de comportamiento inelástico, el

FIGURA C6.11-1 Definiciones de rigidez para la rigidez secante efectiva y elástica inicial

Fuente: Datos de Sullivan et al. (2004).

la velocidad aplicada en el método de análisis trabajo-energía será umax multiplicado por el producto del factor de importancia, Itsu y el Factor de Orientación, Co.

## C6.12 DISEÑO DE CIMENTOS

El diseño de los cimientos de la estructura y las barreras contra tsunamis debe considerar los cambios en la superficie del sitio y las propiedades del suelo in situ durante el diseño del tsunami. Además de la respuesta del sitio y las consideraciones de peligro geológico del sitio, de manera similar a las disposiciones de peligro sísmico de esta norma, el diseñador debe considerar tanto los cambios topográficos causados por la socavación y la erosión, como los efectos de los elementos naturales o de diseño circundantes, como el blindaje y las concentraciones de flujo, causada por otras estructuras. Las contramedidas naturales o diseñadas, tales como barreras, bermas, refuerzos geotextiles o mejoras del terreno diseñadas para proteger los cimientos y aliviarlos de cargas directas, pueden aplicarse en las proximidades de los cimientos, así como en los cimientos mismos.

Para cimentaciones profundas, el procedimiento de diseño de pilotes para cargas de tsunami se basa en determinar la pérdida máxima anticipada de resistencia y la profundidad de socavación del ablandamiento de la presión intersticial mientras se somete a la carga de inundación asignada. Las profundidades de socavación se basan en las mejores investigaciones analíticas y de observación de tsunamis disponibles. A modo de comparación, los efectos de la erosión general del sitio y la socavación local en cimientos profundos también se analizan para eventos de huracanes que producen magnitudes similares de erosión y socavación general en FEMA 55 (2011), Sección 10.5. Las fallas de los cimientos profundos pueden resultar de la sobrecarga del pilote mismo o de la sobrecarga en la interfaz pilote-suelo. El aumento de la profundidad de empotramiento de un pilote no compensa un pilote con una sección transversal demasiado pequeña o un material de pilote demasiado débil; De manera similar, aumentar la sección transversal de un pilote (o la resistencia del material) no compensa el empotramiento inadecuado del pilote. El enfoque propuesto proporciona una verificación en ambos casos para cálculos simples. El modelado numérico avanzado puede ayudar a determinar si las combinaciones de carga pueden aislar razonablemente y puede justificar diseños más eficientes, como en el diseño de pilotes, para resistir la licuefacción sísmica y las combinaciones de sacudidas.

El principio básico para el diseño de cimientos es aplicar las cargas bajo condiciones pseudoestáticas. Al igual que con las cargas sísmicas, para las Instalaciones Críticas sujetas a cargas de tsunami significativas, puede ser apropiado aplicar cargas históricas en el tiempo, aplicando varias combinaciones de cargas y efectos (Sección 6.12.3).

Esta sección está organizada para proporcionar una progresión lógica de pasos analíticos para definir los efectos del emplazamiento y aplicar contramedidas adecuadas consistentes con las cargas directas. Para en el agua o estructuras o barreras sobre el agua, que están más allá de la intención de esta norma, se sugiere que el diseño de la cimentación se pueda abordar aplicando las cargas de tsunami especificadas y usando

métodos de diseño costa afuera apropiados como USACE CEM (2011), California MOTEMS (Comisión de Tierras del Estado de California 2005), PIANC (2010) y API (2004).

En la combinación de carga de tsunami (como una carga extraordinaria en la Sección 2.5.2 de esta norma), se utiliza un factor de 1,0 en Htsu en lugar del factor de 1,6 en la Sección 2.3.2, ya que la carga y descarga de estructuras de almacenamiento de material a granel no se realizaría durante un tsunami.

Una cita de USACE (2005), Stability Analysis of Concrete Structures, es relevante para la coordinación necesaria entre los ingenieros geotécnicos y estructurales:

Aunque el análisis de estabilidad de estructuras de concreto es una responsabilidad de la ingeniería estructural, el análisis debe realizarse con aportes de otras disciplinas. Es necesario determinar cargas hidrostáticas consistentes con los niveles de agua determinados por ingenieros hidráulicos e hidrológicos.

Los ingenieros geotécnicos y los geólogos deben proporcionar información sobre las propiedades de los materiales de los cimientos y deben usar la experiencia y el juicio para predecir el comportamiento de las condiciones complejas de los cimientos. Para garantizar que se suministre la información adecuada, es importante que quienes la suministren entiendan cómo la utilizará el ingeniero estructural. Para garantizar que la información se aplique correctamente, es importante que el ingeniero estructural comprenda los métodos y las suposiciones utilizadas para desarrollar estos datos interdisciplinarios.

Por lo tanto, se recomienda que el informe de la investigación geotécnica para un proyecto en la Zona de Diseño de Tsunami incluya una explicación de la derivación de los valores de diseño para uso explícito en combinaciones de carga de diseño de resistencia de acuerdo con la Sección 6.12.1.

**C6.12.1 Factores de resistencia para análisis de estabilidad de cimentaciones.** Los mecanismos de falla típicos evaluados en los análisis de estabilidad de cimentaciones son los siguientes:

- Deslizamiento lateral (debido a las fuerzas del tsunami con los efectos adicionales de cualquier presión lateral desequilibrada del suelo causada por la socavación local en un lado); • Levantamiento o flotación; • Condiciones de las tuberías causadas por tensiones de filtración excesivas que reducen la resistencia y la integridad de la estructura del suelo; • Análisis de estabilidad de taludes (causado por la saturación y los efectos suavizantes de la presión intersticial de la inundación); y • Capacidad de carga (donde las propiedades de resistencia del suelo pueden verse afectadas por presiones intersticiales sostenidas. Sin embargo, las fallas por deslizamiento lateral generalmente ocurren antes de las fallas reales por esfuerzo de carga, por lo que no se espera que este análisis rija, excepto cuando se cite específicamente en este capítulo para ser verificado, por ejemplo, las fuerzas hidrostáticas del fluido causadas por la diferencia de profundidad del agua).

Estos efectos están dominados por los efectos del tsunami sobre los cimientos y las propiedades del suelo. Como es típico con otros problemas geotécnicos, el análisis de carga del suelo incorpora el juicio geotécnico en la selección de una resistencia nominal reducida que es válida a través de la variabilidad del depósito de suelo o estratos que soportan carga y en reconocimiento del comportamiento inherentemente no lineal de los materiales del suelo.

Para materiales no lineales, como los suelos, se supone que existe un estado límite a lo largo de alguna superficie de falla y las acciones resultantes de un análisis de equilibrio se comparan con la resistencia nominal reducida para ese material. Por lo tanto, este enfoque se denomina comúnmente análisis de equilibrio límite. Para garantizar que no ocurra la supuesta falla, se aplica un factor de resistencia a la resistencia nominal del material. Este factor no implica una metodología de diseño de tensión permisible de análisis elástico. sin embargo, el

El inverso del factor de resistencia a menudo se denomina "factor de seguridad" en la literatura reconocida. Entonces, de manera equivalente,

#### Carga Aplicada o Esfuerzo Resultante $\div \gamma$ Resistencia

El "factor de seguridad" de 1.33 es un mínimo común aplicable a los métodos analíticos y prácticas para aplicaciones típicas de cimientos, bermas, geotextiles y taludes bajo una variedad de estándares de diseño ([USACE 2005, 2011](#)). Para reconocer que la resistencia a los tsunamis tiene consecuencias progresivas hasta una falla inicial, se usa un  $\gamma$  de 0,67 como el factor de resistencia correspondiente (es decir, un valor inferior a  $1 \div 1,33$ ). El factor de seguridad para levantamiento de 1,5 ha sido adaptado de USACE ([2005](#)) para permitir un crédito por la resistencia al levantamiento de pilotes y anclajes, ya que las estructuras tradicionales de retención de agua a menudo dependen únicamente de la gravedad para su estabilidad.

En consecuencia, el factor de resistencia al levantamiento correspondiente es 0,67. Con un factor de resistencia uniforme, los efectos combinados del tsunami en los cimientos pueden evaluarse de manera consistente.

**C6.12.2 Caracterización de Carga y Efecto.** Debido a los ciclos sucesivos de inundación por tsunami, las cargas de los cimientos deben considerarse concurrentes y acumulativas y deben tener en cuenta el flujo hacia tierra de las olas del tsunami, la salida del agua de extracción y la posibilidad de que las áreas permanezcan inundadas entre y después de las olas. La Fig. [C6.12-1](#) presenta una representación esquemática de la carga aplicable en un elemento de cimentación para la condición de diseño después de que se hayan producido socavación local y erosión general y estén presentes los efectos de presión intersticial y filtración.

Además de las fuerzas de corte, axiales y de flexión que se transmiten a la cimentación desde una estructura durante un tsunami, se debe considerar la carga hidrostática e hidrodinámica directa de la cimentación o barrera debido a la exposición al flujo de la erosión general o la socavación local. La carga se ve afectada por los bloqueos del flujo y la concentración del flujo, así como por la disipación de energía en la estructura o los cimientos. La presión lateral del suelo y los gradientes de presión también se ven afectados por la inundación del tsunami y pueden resultar en una carga desequilibrada debido al bloqueo del flujo, la filtración excesiva y los efectos del flujo inestable.

**C6.12.2.1 Fuerzas de levantamiento y subfiltración.** Las fuerzas de levantamiento hidrostático y de filtración se consideran tradicionalmente para estructuras como presas y diques que están diseñados para controlar o retener el agua. Sin embargo, en el caso de los tsunamis, donde existe un flujo sostenido sobre la tierra y atrapamiento de agua en áreas bajas y detrás de bermas, caminos y cimientos, se debe evaluar la fuerza de levantamiento en la base de los elementos de los cimientos. La guía para el diseño en presencia de levantamiento y filtración está disponible en

USACE ([1989, 2005](#)). Para evaluar el potencial de saturación, filtración y levantamiento del suelo, se deben realizar investigaciones cuidadosas del sitio para determinar las características del suelo. Se debe evaluar la permeabilidad del suelo y el potencial de erosión, reventón del suelo y tuberías durante la inundación del tsunami. La orientación para evaluar gradientes críticos con potencial de erosión interna y tuberías causadas por tensiones de filtración de inundación de alta velocidad está disponible en Zhang et al. ([2010](#)) y Jantzer y Knutsson ([2013](#)).

Para garantizar que no ocurra una falla, se aplica un factor de resistencia a la resistencia de los elementos de anclaje en reconocimiento de la incertidumbre y la variabilidad inherente en las propiedades de resistencia del suelo en condiciones de levantamiento y/o subfiltración. Los factores de carga y resistencia actuales se proporcionan de acuerdo con las condiciones únicas de magnitud y velocidad de carga dinámica asociadas con las condiciones de inundación del tsunami. Se necesita investigación futura para determinar si se necesitan factores de resistencia específicos del material para condiciones de infiltración excesiva y pérdida de resistencia resultante. Una metodología que desarrolle factores de resistencia específicos para cargas [sismicas](#) ([Akbas y Tekin 2013](#)) puede proporcionar un ejemplo a considerar para la adaptación a las condiciones de filtración de tsunamis.

Para cimientos sujetos a flujos de tsunamis e inundaciones, el peso de la estructura y los suelos que recubren los cimientos actúan junto con los elementos de los cimientos para resistir el levantamiento, como se describe en la Ec. ([C6.12-1](#)):

$$0.9D \div F_{tsu} \div \gamma R \quad (\text{C6.12-1})$$

donde

D = Contrarrestar el peso hacia abajo de la estructura, incluido el peso muerto y el suelo, por encima de la superficie de apoyo de la cimentación expuesta al levantamiento. El peso unitario húmedo o saturado se utilizará para suelo por encima del nivel de saturación, y el peso unitario sumergido se utilizará para suelo por debajo del nivel freático.

$F_{tsu}$  = Levantamiento máximo neto causado por la distribución de la presión hidrostática alrededor del edificio según lo determinado por el análisis de la inundación del tsunami. Los Casos de Carga durante la entrada y salida del tsunami se definen en la Sección 6.8.3.1.

R = Capacidad de resistencia a la carga de diseño hacia arriba para elementos estructurales de cimentación, como pilotes y anclajes.  $\gamma$  = factor de resistencia, que es 0,67 para estas resistencias al levantamiento elementos.

**C6.12.2.2 Pérdida de Fuerza.** La pérdida de resistencia es una consideración de diseño crítica que puede requerir la incorporación de contramedidas mitigantes extensas en el diseño. La pérdida de resistencia al corte bajo la carga de un tsunami puede resultar del ablandamiento de la presión intersticial inducida por el tsunami, de las tuberías o de la sacudida sísmica. El ablandamiento de la presión intersticial es un mecanismo mediante el cual se genera una mayor presión de agua intersticial durante la carga rápida del tsunami y se libera durante la reducción. Este aumento de la presión intersticial del agua puede ablandar el suelo y disminuir su resistencia al corte efectiva.

Esta disminución disminuye el esfuerzo cortante requerido para iniciar el transporte de sedimentos y aumenta la profundidad de socavación. Las principales diferencias entre la licuefacción sísmica y el ablandamiento por presión intersticial inducida por un tsunami se ilustran en la Fig. [C6.12-2](#).

Los métodos utilizados para evaluar la pérdida de resistencia causada por el ablandamiento de la presión intersticial deben tener en cuenta los fundamentos de la mecánica del suelo, incluido el flujo a través de medios porosos. El interés principal es la presión intersticial elevada estimada, las fuerzas de levantamiento en los granos del suelo, la pérdida de confinamiento (disminución de la tensión efectiva) y la pérdida asociada de resistencia al corte. Se supone que la pérdida de resistencia al corte sigue directamente el porcentaje de pérdida de confinamiento.

FIGURA C6.12-1 Esquema de la condición de carga de tsunami para un elemento de cimentación

FIGURA C6.12-2 Diagrama esquemático que muestra las diferencias entre la licuefacción sísmica y el ablandamiento por presión intersticial inducido por tsunamis

Se pueden usar modelos a escala o modelos numéricos de interacciones suelo-estructura-fluido. Alternativamente, la pérdida de resistencia causada por el ablandamiento de la presión intersticial puede evaluarse multiplicando la resistencia al corte por un factor  $1 + \gamma$ , donde  $\gamma$  es un parámetro de mejora de la socavación ([Tonkin et al. 2003](#)). El parámetro de mejora de la socavación  $\gamma$  se aproxima a la fracción del peso de los granos del suelo que es soportada por el exceso de presión intersticial. Equivalentemente, es una medida de la pérdida del confinamiento. Se supone que la pérdida de resistencia al corte en relación con la socavación y el diseño estructural sigue directamente esta pérdida fraccionaria de confinamiento. Esta reducción de la resistencia puede aplicarse uniformemente a lo largo de la profundidad de evaluación. Deben evaluarse los correspondientes aumentos de presiones de tierra activas y disminuidas pasivas en esta zona.

$$\gamma = \min(0.5; \frac{h_{max}}{\delta T_{draw} \cdot cV}) \quad (C6.12-2)$$

donde

$h_{max}$  es la profundidad máxima de inundación;

$\gamma$  es la densidad de peso flotante de los suelos (ver más abajo);  $\gamma_s$  es la densidad de peso del fluido para cargas de tsunami (de la Sección 6.8.5);  $cV$  es el coeficiente de consolidación del suelo (ver más abajo);

y

$T_{draw}$  es la escala de tiempo de reducción del tsunami (ver más abajo).

La densidad de peso flotante del sedimento,  $\gamma_b$ , es la diferencia entre la densidad de peso aparente del esqueleto del suelo saturado y la densidad de peso del agua intersticial. Al calcular  $\gamma_b$ , el agua intersticial se tratará como agua de mar limpia con un peso específico  $\gamma_{sw}$ .

Los valores típicos del coeficiente de consolidación  $cV$  para arena y grava son los siguientes ([Tonkin et al. 2003](#); [Hicher 1996](#); [Francis 2008](#)):

- Grava: 10 ft<sup>2</sup>/s a 1,000 ft<sup>2</sup>/s (aproximadamente 1 a 100 m<sup>2</sup>/s); • Arena: 0,1 ft<sup>2</sup>/s a 1 ft<sup>2</sup>/s (aproximadamente 0,01 a 0,1 m<sup>2</sup>/s).

Al calcular  $\gamma$  para materiales más finos,  $cV$  puede tomarse como 0,1 ft<sup>2</sup>/s (aproximadamente 0,01 m<sup>2</sup>/s). Aunque los valores mucho más bajos se utilizan comúnmente en la práctica geotécnica estándar, estos valores muy bajos conducirían a una pérdida excesiva de resistencia para

materiales finos. Las observaciones de campo no proporcionan evidencia de que la pérdida de resistencia o socavación sea sustancialmente mayor en suelos más finos.

En ausencia de un análisis de series de tiempo más detallado, la escala de tiempo de reducción  $T_{draw}$  puede tomarse como una cuarta parte del período de la ola del tsunami Ttsu. En áreas donde el número de Froude máximo es inferior a 0,5, el valor de  $\gamma$  puede multiplicarse por un factor de ajuste que varía linealmente desde 0 en el límite de inundación horizontal hasta 1,0 en el punto donde el número de Froude es 0,5.

C6.12.2.3 Erosión General. Tanto la erosión general como la socavación local pueden contribuir al descenso del suelo alrededor de los cimientos de una estructura. En ausencia de contramedidas tales

como losas de protección sobre el terreno, la suma de la erosión general y la socavación local se utiliza en el diseño de cimientos. Los efectos de socavación se analizan en general (no específicos de los tsunamis) en [USACE \(1984, 1993\)](#), [Simons y Senturk \(1977\)](#) y [FHWA \(2012\)](#).

La evaluación de la erosión general del sitio puede basarse en la literatura estándar y los modelos que describen la erosión general inducida por inundaciones, por ejemplo, [USACE 2010](#). Sin embargo, estos enfoques no incluyen los efectos del ablandamiento de la presión intersticial. El ablandamiento de la presión intersticial puede aumentar la profundidad de la erosión general del sitio, como se describe en [Yeh y Li \(2008\)](#) y en [Xiao et al. \(2010\)](#). El efecto del ablandamiento de la presión intersticial sobre la erosión y durante el abatimiento se puede evaluar utilizando modelos a escala física o modelos numéricos de interacciones suelo-estructura-fluido similares a los descritos en estas referencias.

Alternativamente, el aumento en la erosión general del sitio durante el abatimiento puede evaluarse multiplicando el peso específico de flotación  $\gamma_b$  del sedimento o el esfuerzo cortante crítico por un factor  $1 + \gamma$ . El parámetro de mejora de socavación  $\gamma$  se da en la ecuación. (C6.12-2). Este enfoque se basa en el modelo de [Tonkin et al. \(2003\)](#).

La socavación canalizada ocurre cuando cantidades significativas de flujo de retorno se acumulan en un canal, por ejemplo, a lo largo de un malecón o en un lecho de río preexistente. Debido a esta concentración de flujo, la profundidad de socavación en dichos canales puede ser mayor que la erosión general del sitio. Si la geometría de la situación y la falta de contramedidas sugieren que la socavación canalizada puede ser un factor, entonces se debe analizar este tipo de erosión. El ablandamiento de la presión intersticial no necesita tenerse en cuenta en la profundidad de la socavación canalizada porque el ablandamiento de la presión intersticial está asociado con cambios rápidos en

carga hidrodinámica, mientras que la socavación canalizada se asocia con una escala de tiempo más larga de flujo de reducción recolectado de un más amplio área.

**C6.12.2.4 Socavación.** La geometría de la estructura debe ser considerada en la evaluación de la socavación local. Específicamente, se debe determinar si se espera que el flujo del tsunami esté alrededor de la estructura, causando una aceleración del flujo alrededor de la obstrucción, o si el flujo sobrepasa la estructura.

Debido a los muy altos gradientes de tensión causados por el flujo de los tsunamis, se ha observado que se rompen todos los niveles de cohesión del suelo excepto la roca meteorizada o el saprolito duro.

**C6.12.2.4.1 Socavación por flujo sostenido.** La socavación por flujo sostenido es causado por el flujo de un tsunami alrededor de una estructura. Se pueden usar métodos numéricos, de modelado físico o empíricos para la socavación de flujo sostenido; el método de análisis debe considerar los efectos del ablandamiento por presión intersticial. La metodología proporcionada aquí se describe en Tonkin et al. (2013) y se basa en una comparación de observaciones de campo de socavación alrededor de estructuras posteriores al tsunami con el modelo de Tonkin et al. (2003). La extensión del área se basa únicamente en observaciones de campo en Francis (2008) y Chock et al. (2013b).

**C6.12.2.4.2 Socavación por inmersión.** La socavación por hundimiento es causada por el flujo de un tsunami sobre una estructura desbordada. Se pueden usar métodos numéricos, de modelado físico o empíricos para la socavación de flujo sostenido; sin embargo, no se requiere que el método de análisis incluya los efectos del ablandamiento por presión intersticial. La metodología proporcionada aquí se describe en Tonkin et al. (2013) y se basa en una comparación de las observaciones de campo de la socavación alrededor de las estructuras después del tsunami con los resultados del modelo físico de Fahlbusch (1994) como se describe en Hoffmans y Verheij (1997).

**C6.12.2.6 Desplazamientos.** El cálculo de desplazamientos se realiza con los mismos procedimientos que otros cálculos de desplazamientos geotécnicos reconocidos en la literatura para los casos identificados de zapatas, taludes, muros y pilotes. Cada uno utiliza un procedimiento diferente. Los cálculos para casos de tsunami son posibles sin modificaciones de procedimiento porque las cargas de tsunami dadas en la Sección 6.12.2 están en una forma consistente con otras cargas geotécnicas.

**C6.12.3 Criterios alternativos de diseño basados en el desempeño de la fundación.** En ASCE 41-13 (2014), los parámetros de caracterización de la resistencia y la rigidez de la cimentación son generalmente adecuados para la carga de tsunami, pero sus procedimientos no son adecuados para referencia directa en las disposiciones. También puede ser deseable que los objetivos de desempeño de la fundación para la instalación consideren el papel de la instalación dentro de los objetivos de resiliencia y sostenibilidad de la comunidad. Las compensaciones que van más allá del endurecimiento estructural incluyen contramedidas de ubicación, planificación de evacuación y otras disposiciones de planificación de respuesta a emergencias. Además de la seguridad de la vida, se pueden considerar la pérdida de infraestructura física y los daños consiguientes y los impactos económicos para los ocupantes y los servicios comunitarios y el comercio. Estos conceptos se discuten en la Directiva de Política Presidencial (2013) y TISP (2012). Para edificios y estructuras de categoría IV de riesgo de tsunami, particularmente en las clases de sitio D, E y F, se recomienda un análisis de modelado de interacción tsunami-suelo-estructura. Dicho análisis de modelado generalmente lo realizan ingenieros geotécnicos.

#### C6.12.4 Contramedidas de cimentación

**C6.12.4.1 Relleno.** Los usos del relleno estructural se analizan en FEMA 55 (2011), Sección 10.3. El relleno estructural se puede erosionar durante los tsunamis, y puede que no sea factible proporcionar una adecuada

**FIGURA C6.12-3** Esquema de carga inducida por tsunami en losas exteriores a nivel

contramedidas en algunas áreas sin mejoras o refuerzos adicionales del suelo, como geotextiles.

**C6.12.4.2 Losa protectora en pendiente.** Se debe suponer que el levantamiento de la losa exterior sobre el terreno ocurre como una condición preexistente para el cálculo del flujo sostenido local y la socavación por inmersión a menos que se determine lo contrario mediante un análisis de diseño específico del sitio basado en literatura reconocida. El diseño de losas estables en grado bajo carga de tsunami se basa en reconocer el potencial de socavación en los bordes de la losa y garantizar la estabilidad de las secciones de la losa y el sustrato. En los bordes de las losas, los cambios de nivel a menudo dan como resultado cambios rápidos en la velocidad y la profundidad del flujo, lo que puede arrastrar el material y el sustrato, mientras que las fluctuaciones de presión a gran escala en los flujos de alta velocidad sobre adoquines o secciones de losas de concreto pueden hacer palanca y aflojar las secciones y causar más daños. Este tipo de daño, así como la falla del sustrato y la pérdida de resistencia del suelo, se ha observado tanto durante el desborde de los tsunamis (Yeh y Li 2008; Yeh et al. 2012) como durante las tormentas costeras (Seed et al. 2008). En la figura C6.12-3 se muestra un esquema que muestra las diferentes condiciones de carga y sus consideraciones.

La guía para el diseño de protección de losa a nivel se extrae del diseño de carreteras en el entorno costero y se analiza en Douglass y Krolak (2008), con recomendaciones específicas para las mejores prácticas en las transiciones de losa a nivel en Clopper y Chen (1988).

**C6.12.4.3 Geotextiles y Sistemas de Tierra Reforzada.** El uso de geotextiles para brindar estabilidad a los cimientos y resistencia a la erosión bajo la carga de un tsunami proporciona un refuerzo interno a la masa del suelo a través de geotextiles de alta y baja resistencia. Se aplican en varias configuraciones, confiando en el comportamiento del material compuesto a una geometría predeterminada de soporte de suelo mejorado en estratos que permanecen estables a través del evento de carga. El amplio uso en entornos costeros ha demostrado su eficacia con diferentes niveles de refuerzo utilizados para abordar la diversa gravedad del agua y la carga de las olas. Pueden ser efectivos para crear un refuerzo de protección para zapatas poco profundas tradicionales, losas en grado, pequeños muros de contención, bermas y estructuras más grandes hasta muros altos de tierra mecánicamente estabilizados como los que se usan en la industria del transporte. Orientación adicional para la colocación y el diseño de geotextiles está disponible a partir de lo siguiente:

1. FHWA (2010). Circular de ingeniería geotécnica n.º 11, "Diseño y construcción de muros de tierra mecánicamente estabilizados y taludes de suelo reforzado", FHWA-NHI-10-024.
2. AASHTO (2006). "Especificación estándar para la especificación de geotextiles para aplicaciones en carreteras", M288-06.

C6.12.4.4 Sistemas de Encaramiento. Los materiales de revestimiento en las estructuras costeras y los sistemas de tierra reforzada son fundamentales para evitar el desmoronamiento y la erosión. AASHTO M288-06 ([2006](#)) proporciona una guía de diseño para capas de filtro de geotextil asumiendo condiciones de olas de alta energía. El tamaño del blindaje en áreas de alto número de Froude debe tener en cuenta los flujos turbulentos de alta velocidad asociados con los tsunamis y la altura de las olas entrantes. FHWA ([2009](#)) proporciona métodos apropiados para el flujo de corriente. Esteban et al. ([2014](#)) proporciona una adaptación de la ecuación de Hudson ([USACE 2011](#)) para olas de tsunami. Algunos enfoques, como la ecuación de Van der Meer proporcionada en [USACE 2011](#), recomiendan que el tamaño de la piedra de blindaje disminuya con períodos de olas crecientes; estos enfoques no deben usarse para el diseño de sistemas de revestimiento resistentes a tsunamis. En áreas con un número de Froude bajo, el tsunami actúa más como un flujo de corriente y el tamaño de la piedra puede tratarse en consecuencia utilizando métodos estándar.

C6.12.4.5 Mejoramiento del Terreno. El mejoramiento del terreno con suelo-cemento para cimientos es efectivo bajo flujos turbulentos de alta velocidad, como los tsunamis, porque brinda fuerza y resistencia a la erosión a la masa mejorada. Los métodos ampliamente utilizados de mezcla de suelo profundo y inyección de lechada se pueden aplicar en una variedad de geometrías y resistencias de diseño para condiciones particulares de carga de tsunami. Estos métodos, cuando se incorporan a los métodos de modelado y análisis de esta sección, se pueden utilizar para determinar los límites óptimos de tratamiento para los niveles de rendimiento deseados. Se utilizan aplicaciones similares para la socavación de puentes y cimientos para diques, diques y estructuras costeras. Orientación adicional para el mejoramiento de suelos de suelo-cemento está disponible en lo siguiente:

1. FHWA ([2000](#)). "Una introducción a los métodos de mezcla de suelos profundos que se usan en aplicaciones geotécnicas", FHWA RD-99-138.
2. USACE ([2000](#)). "Diseño y Construcción de Diques," Apéndice G: Suelo-Cemento para Protección, EM 1110-2-1913.
3. ASTM Internacional ([2007](#)). "Métodos de prueba estándar para la resistencia a la compresión de cilindros moldeados de suelo-cemento", D1633-00.

## C6.13 CONTRAMEDIDAS ESTRUCTURALES PARA CARGA DE TSUNAMI

La posible magnitud o severidad extrema de la carga de tsunami justifica el uso de contramedidas estructurales robustas o redundantes, incluidas estructuras abiertas, reacondicionamiento y/o alteraciones, y el uso de barreras de mitigación de tsunami ubicadas en el exterior de los edificios. El tipo de contramedidas seleccionadas y su fuerza y grado de protección dependen tanto de los objetivos de rendimiento de la estructura a proteger como del grado de protección alcanzable por las contramedidas aplicadas a la estructura misma. Para la mayoría de los sitios, se necesita una evaluación alternativa de estos tres tipos de contramedidas para identificar el método de protección óptimo o la combinación de métodos. La aplicación de contramedidas estructurales debe integrarse con las contramedidas de cimentación descritas en la Sección 6.12.4.

C6.13.2 Barreras contra tsunamis. Las barreras de mitigación de tsunamis consisten en una amplia variedad de materiales y diseños, que van desde bermas simples y diques de ingeniería hasta sistemas de infraestructura costera pesados, instrumentados y basados en un rendimiento avanzado de muros de barrera de hormigón armado con compuertas activas o pasivas. El diseño de barreras de infraestructura costera a gran escala para cargas extremas de tsunami puede implicar otras consideraciones más allá del alcance de esta sección. Áreas con

Las barreras de mitigación de tsunamis existentes requieren la coordinación de los objetivos de desempeño y las interacciones con los nuevos diseños de barreras, y el diseño debe incluir el modelado de escenarios de sistemas combinados.

En algunos casos, se requieren barreras contra tsunamis para lograr un desempeño confiable de Seguridad Humana bajo cargas extremas de tsunami, y este requisito destaca la necesidad de considerar el diseño del emplazamiento, así como el diseño tradicional a nivel de la estructura. Las barreras contra tsunamis también pueden brindar una oportunidad para una mitigación más rentable bajo cargas de inundación de moderadas a medianas.

Los objetivos de desempeño de las barreras pueden incluir la posibilidad de algunos rebasamientos. El desbordamiento puede resultar en una inundación residual de la estructura protegida. El diseño para tener en cuenta la inundación causada por el desbordamiento de la barrera es fundamental para los casos de desbordamiento intencional, y aún es prudente como precaución para posibles eventos extremos que excedan los niveles de diseño.

Esta sección se enfoca en la adaptación de los estándares existentes para el diseño de diques de tamaño modesto con sistemas de revestimiento y tierra reforzados con geotextil, utilizando las mejores prácticas actuales desarrolladas después del huracán Katrina considerando el tsunami de Tohoku.

(Kuwano et al. [2014](#)). Los estándares están siendo evaluados y aplicados a gran escala en la Costa del Golfo y California ([USACE 2000; California DWR 2012; CIRIA 2013](#)). Estos métodos incorporan un análisis de modo de falla específico de los requisitos fundamentales de desempeño para la estabilidad, el control de filtraciones y el control de erosión y socavación, incluidas las condiciones de desbordamiento. La guía también exige verificaciones de los criterios de diseño de diques convencionales.

C6.13.2.2 Disposición del sitio. La guía simplificada para determinar el diseño (ubicación y extensión lineal) de las barreras de mitigación de tsunamis utiliza criterios simplificados de protección del ángulo de incidencia de tsunami y retroceso de la costa, basados en principios generales de ingeniería costera de inundación por olas e interacción de barrera ([USACE 2011](#)). Este diseño se puede optimizar con el modelado de escenarios de inundación específicos del sitio. En este caso, el diseñador debe considerar un análisis de varias configuraciones de barrera alternativas para abordar mejor las complejas interacciones de las olas durante la subida, la bajada y la canalización.

El requisito sobre el radio de curvatura para los cambios de alineación se basa en evitar las esquinas afiladas, que pueden ser vulnerables a la socavación.

## C6.14 REFUGIO DE EVACUACIÓN VERTICAL DE TSUNAMI ESTRUCTURAS

Las Estructuras de Refugio de Evacuación Vertical de Tsunami son una clasificación especial de edificios y estructuras dentro de la Zona de Evacuación de Tsunami designada como un medio de evacuación alternativo en comunidades donde no existe un terreno lo suficientemente alto o donde el tiempo disponible después de la alerta de tsunami no se considera adecuado para evacuación completa antes de la llegada del tsunami. Dicho edificio o estructura debe tener la fuerza y la resiliencia necesarias para resistir todos los efectos del Tsunami Máximo Considerado.

A pesar de la devastación del tsunami de Tohoku del 11 de marzo de 2011 a lo largo de la costa noreste de la isla de Honshu en Japón, había muchos edificios de evacuación del tsunami que proporcionaron un refugio seguro para miles de sobrevivientes (Fraser et al. [2012; Chock et al. 2013b](#)). En los Estados Unidos, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias publicó las Pautas para el diseño de estructuras para evacuación vertical de tsunamis P-646 ([FEMA 2012](#)) como un conjunto de pautas para la ubicación, diseño, construcción y operación de refugios de evacuación vertical. Sin embargo, como pauta, no está escrito en el lenguaje obligatorio necesario para el código de construcción y los estándares de diseño. Por lo tanto, esta norma incluye los aspectos técnicos

requisitos para tales estructuras, utilizando FEMA (2012) como referencia pre-estándar. La carga viva no reducida de 100 libras por pie cuadrado (4,8 kPa) para reuniones públicas se considera adecuada porque la ocupación de las áreas de refugio designadas no debe estar más densamente poblada que las salidas; esta carga viva no reducida es consistente con la intención básica de FEMA (2012).

Las consideraciones particularmente importantes son la elevación y la altura del refugio, ya que el refugio debe proporcionar seguridad de vida estructural para los ocupantes dentro de una parte del refugio que no se inunde. Por lo tanto, es necesario un conservadurismo adicional en la estimación de la elevación de la inundación. La elevación mínima para un área de refugio de tsunami es, por lo tanto, la elevación máxima considerada de inundación de tsunami en el sitio, multiplicada por 1,3, más 10 pies (3,05 m). La Sección 6.14.1 establece: "Esta misma elevación máxima considerada de inundación específica del sitio para tsunamis, factorizada por 1,3, también se utilizará para el diseño de la Estructura de refugio de evacuación vertical para tsunamis de acuerdo con las Secciones 6.8 a 6.12". Ha habido extensas comparaciones de alturas previstas versus observadas para tsunamis históricos. Una desviación de más o menos 30 % generalmente se describe como un acuerdo razonable entre los datos observados en el campo y los valores predichos por el modelo. Por esta razón, el factor adicional del 30% es consistente con el nivel de habilidad de los modelos de inundación de tsunami actuales, por ejemplo, como se analiza en Tang et al. (2009, 2012).

En el caso de que se descubra que la Estructura del Refugio de Evacuación Vertical de Tsunami está alterada, dañada o significativamente deteriorada, es posible que la estructura deba ser evaluada por un diseñador profesional registrado para confirmar que todavía cumple con los requisitos de este capítulo.

#### C6.15 SISTEMAS Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES DESIGNADOS

"Componentes y sistemas no estructurales designados" es un término explícitamente definido en la Sección 6.2; se encuentran dentro de ciertos edificios y estructuras de mayor importancia. Los componentes y sistemas no estructurales designados son aquellos a los que se les asigna un factor de importancia de componente,  $I_p$ , igual a 1.5, según la Sección 13.1.3 de esta norma. Los componentes y sistemas no estructurales designados requieren una atención especial, ya que son necesarios para seguir desempeñando sus funciones después de los terremotos y los tsunamis. Por esta razón, se utiliza la misma definición de lo que se considera un componente no estructural designado para efectos de tsunami que para efectos de terremotos. Los sistemas no estructurales que se requieren para la operación continua de un edificio o estructura esencial en una Zona de Diseño de Tsunami deben protegerse de los efectos de la inundación del tsunami.

Desde la perspectiva de un tsunami, existen tres enfoques que se pueden utilizar para garantizar mejor que los componentes no estructurales designados se desempeñen según sea necesario. Un enfoque es ubicar los componentes en la estructura de interés por encima de la elevación máxima considerada de inundación por tsunami. El segundo enfoque es proteger los componentes de los efectos de inundación. Proporcionar una barrera contra tsunamis que rodee la instalación que se está protegiendo y evite que el agua llegue al componente durante la inundación por tsunami es una forma aceptable de proteger los componentes y la instalación. La altura de la barrera se establece en 1,3 veces la elevación máxima de inundación, que es el mismo nivel de conservadurismo utilizado para el diseño de la Estructura de Refugio de Evacuación Vertical de Tsunami en la Sección 6.14. Para instalaciones grandes donde la barrera contra tsunamis rodea muchas estructuras, la altura de la barrera puede variar debido a que el nivel máximo de inundación puede variar a lo largo del perímetro de la berma protectora. El tercer enfoque que se puede utilizar es permitir que los componentes se diseñen directamente para efectos de tsunami. El tercer enfoque puede ser

adequado para tuberías y recipientes, que son inherentemente herméticos. Sin embargo, no sería adecuado para equipos mecánicos o eléctricos, donde la inmersión en agua (probablemente agua salada) probablemente inutilizaría el equipo. Para el tercer enfoque, los componentes y sistemas no estructurales designados deberían diseñarse para resistir la flotación, el colapso y el desplazamiento lateral permanente causado por la acción de tsunamis y cargas de escombros de acuerdo con la parte anterior del Capítulo 6.

#### C6.16 ESTRUCTURAS DE CATEGORÍA III Y IV DE RIESGO DE TSUNAMI QUE NO CONSTRUYEN

Los requisitos de esta sección se aplican a las estructuras que no son de edificación y que deben diseñarse para los efectos de un tsunami. Por lo general, las estructuras que no son de construcción de Categoría de riesgo II no necesitan diseñarse para los efectos de un tsunami y, por lo tanto, no se proporcionan los requisitos para las estructuras que no son de construcción de Categoría de riesgo II. Sin embargo, se debe tener en cuenta que algunas estructuras que no son de construcción, como tanques y embarcaciones, podrían flotar si se inundan, y puede ser conveniente amarrarlas o sujetarlas para que no causen daños a otras estructuras críticas que no sean de construcción en las cercanías (Naito et al. 2009). Se proporcionan requisitos para las estructuras no edificables de Categoría de riesgo de tsunami III y IV.

Desde la perspectiva de un tsunami, existen cuatro o más enfoques que se pueden utilizar para diseñar estructuras que no sean de construcción para resistir los efectos del tsunami. El primero es diseñar la estructura y sus cimientos para resistir los efectos de las fuerzas de un tsunami directamente según los requisitos de la Sección 6.8. El segundo es ubicar la estructura que no es de construcción de manera segura por encima de la elevación de inundación Máxima Considerada por Tsunami. Se considera que una altura segura es 1,3 veces la elevación máxima de inundación. El tercer enfoque es proteger los componentes de los efectos de inundación. Una forma aceptable de proteger los componentes y la instalación es proporcionar una barrera contra tsunamis que rodee la instalación que se está protegiendo y que evite que el agua llegue a las estructuras que no son edificios durante la inundación por tsunami.

La altura de la barrera se establece en 1,3 veces la elevación máxima de inundación; este es el mismo nivel de conservadurismo utilizado para el diseño de la Estructura de Refugio de Evacuación Vertical de Tsunami en la Sección 6.14. Para instalaciones grandes donde una barrera contra tsunamis rodea muchas estructuras, la altura de la barrera puede variar debido a que el nivel máximo de inundación puede variar a lo largo del perímetro de la berma protectora. Un cuarto enfoque es diseñar una barrera protectora para mitigar la profundidad de la inundación a un nivel sostenible para la estructura (en lugar de mantener la estructura completamente seca).

#### REFERENCIAS

- Aburaya, T. e Imamura, F. (2002). "La propuesta de una simulación de run-up de tsunami utilizando rugosidad equivalente combinada". Proc., Ing. costero. Conf. (JSCE), 49, 276–280 (en japonés).
- Aída, I. (1978). "Confiabilidad de un modelo de fuente de tsunami derivado de fallas parámetros." J. física. Tierra 26, 57–73.
- Akbas, SO y Tekin, E. (2013). "Estimación de factores de resistencia para el diseño basado en la confiabilidad de cimentaciones superficiales en suelos sin cohesión bajo carga sísmica". Ingeniería de cimientos frente a la incertidumbre: Honrando a Fred H. Kulhawy, Geotechnical Special Publication 229, JL Wilthiam, K.-K. Phoon y M. Hussein, eds., ASCE, Reston, VA, 555–569.
- Asociación Estadounidense de Funcionarios de Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO). (2006). "Especificación estándar para la especificación de geotextiles para aplicaciones en carreteras". M288-06. Washington DC.
- Instituto Americano del Concreto (ACI). (2013). "Requisitos del código para estructuras y comentarios de hormigón relacionados con la seguridad nuclear". ACI 349-13. Farmington Hills, MI.
- Instituto Americano del Petróleo (API). (2004). "Práctica recomendada 2A-WSD." Sección 6, Diseño de cimientos, 21.<sup>a</sup> edición, Washington, DC.
- ASCE. (2013a). "Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras". ASCE 7-10, Reston, VA.

- ASCE. (2013b). "Definiciones unificadas para la resiliencia de la infraestructura crítica". Declaración de política de ASCE 518, Reston, VA.
- ASCE. (2014). "Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes". ASCE 41-13, Reston, VA.
- Arnason, H., Petroff, C. y Yeh, H. (2009). "Tsunami impactó en una columna vertical." *J. Disaster Res.*, 4(6), 391–403.
- ASTM Internacional. (2007). "Métodos de prueba estándar para la resistencia a la compresión de cilindros moldeados de suelo-cemento". D1633-00 (2007), West Conshohocken, Pensilvania.
- ASTM Internacional. (2011). "Práctica estándar para establecer valores claros de resistencia de la madera". D2555-06. West Conshohocken, Pensilvania.
- Bernoulli, D. (1738). *Hydrodynamica, sive de viribus et motibus fluidorum commentarii*. Versión en inglés, *Hidrodinámica o comentarios sobre las fuerzas y movimientos de los fluidos*, Trans. T. Carmody y H. Kobus (1968), Dover, Nueva York, 342.
- Blevins, RD (1984, republicado en 2003). *Manual de dinámica de fluidos aplicada*, Krieger Publishing, Malabar, FL.
- Briggs, MJ, Yeh, H. y Cox, D. (2010). "Modelado físico de las olas de un tsunami". *Manual de ingeniería costera y oceánica*, YC Kim, ed., World Scientific Publishing, Singapur, 1073–1106.
- Buckingham, E. (1914). "Sobre sistemas físicamente similares: ilustraciones de los usos del análisis dimensional". *Revista de Física*, 4(4), 345.
- Departamento de Recursos Hídricos de California (California DWR). (2012). *Urbano criterios de diseño de diques*, Sacramento, CA.
- Servicio Geológico de California. (2015). "Evaluación y aplicación del análisis probabilístico de peligro de tsunami en California". Informe Especial 237, Sacramento, CA.
- Comisión de Tierras del Estado de California. (2005). "El estándar de ingeniería y mantenimiento de terminales petroleras marinas (MOTEMS)". Sacramento, CA.
- Comisión de Tierras del Estado de California (2016). 2016 CCR, Título 24, Parte Z, Código de Construcción de California, Capítulo 31F. "Terminales petroleras marinas (vigentes a partir del 1 de enero de 2017)", Sacramento, CA Carden, L., Chock, G., Yu, G. y Robertson, I. (2015). "El nuevo estándar de diseño de tsunamis de la ASCE se aplicó para mitigar los mecanismos de falla estructural de los edificios del tsunami de Tohoku". Manual de mitigación de desastres costeros para ingenieros y planificadores. Libros de ciencia y tecnología de Elsevier, Ámsterdam, Países Bajos.
- Chau, KT y Bao, JQ (2010). "Análisis hidrodinámico del transporte de rocas en la isla Phi-Phi durante el tsunami del Océano Índico de 2004". 7<sup>a</sup> Conferencia Internacional sobre Ingeniería Sísmica Urbana (7CUEE) y 5<sup>a</sup> Conferencia Internacional sobre Ingeniería Sísmica (5ICEE), del 3 al 5 de marzo de 2010, Instituto de Tecnología de Tokio, Tokio.
- Chock, G., Carden, L., Robertson, I., Olsen, MJ y Yu, G. (2013a). "Análisis de fallas de construcción inducidas por el tsunami de Tohoku con implicaciones para los códigos de diseño sísmico y tsunami de EE. UU." *Tierraq. Espectros*, 29(S1), S99–S126.
- Chock, G., Robertson, I., Kriebel, D., Francis, M. y Nistor, I. (2013b). "Tohoku, Japón, terremoto y tsunami de 2011: Desempeño de estructuras bajo cargas de tsunami". ASCE, Reston, VA.
- Chock, G. (2015). "El estándar de diseño de cargas y efectos de tsunami ASCE 7 para los Estados Unidos". Manual de mitigación de desastres costeros para ingenieros y planificadores. Libros de ciencia y tecnología de Elsevier, Ámsterdam, Países Bajos.
- Chock, G. (2016). "Diseño para cargas y efectos de tsunami en la norma ASCE 7-16." *J. Estructura. Ing.* doi: [10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001565](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001565), 04016093.
- Chock, G., Yu, G., Thio, HK y Lynett, P. (2016). "Análisis de confiabilidad estructural objetivo para cargas hidrodinámicas de tsunami del estándar ASCE 7". *J. Estructura. Ing.* doi: [10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001499](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001499), 04016092.
- Chopra, KA (2012). *Dinámica de estructuras, teoría y aplicaciones a la ingeniería sísmica*, 4<sup>a</sup> ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.
- CIRIA, Ministerio de Ecología de Francia y Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU. (2013). El manual internacional de diques, C731. CIRIA, Londres.
- Clopper, P. y Chen, YH (1988). "Minimizar el daño del terraplén durante el flujo de desbordamiento". FHWA-RD-88-181. Administración Federal de Carreteras, Sterling, VA.
- Departamento de Defensa (DOD). (2013). "Diseño de estructuras para resistir el colapso progresivo". UFC 4-023-03. Julio de 2009, incluido el Cambio 2-junio de 2013.
- Didenkulova, I. y Pelinovsky, E. (2011). "Acumulación de olas de tsunami en bahías en forma de U". *Pure Applied Geophys.*, 168, 1239–1249.
- Douglass, S. y Krolak, J. (2008). "Carreteras en el entorno costero". Circular de Ingeniería Hidráulica 25, FHWA NHI-07-096, 2<sup>a</sup> edición, Administración Federal de Carreteras, Sterling, VA.
- Esteban, M., et al. (2014). "Estabilidad de unidades blindadas de rompeolas frente a ataques de tsunamis". *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, doi: [10.1061/\(ASCE\)WW.1943-5460.0000227](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000227), 188–198.
- Fahlbusch, FE (1994). "Recorrido en lechos de ríos rocosos aguas abajo de grandes represas". *internacional J. Presas hidroeléctricas*, 1, 30–32.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (2007). "Guía de diseño para mejorar la seguridad de las instalaciones críticas frente a inundaciones y vientos fuertes". FEMA P-543, Washington, DC.
- FEMA. (2011). "Manual de construcción costera". 4<sup>a</sup> edición, FEMA P-55, vol. II, Washington, DC.
- FEMA. (2012). "Lineamientos para el diseño de estructuras para evacuación vertical de los tsunamis." P-646. 2<sup>a</sup> edición, Washington, DC.
- Administración Federal de Carreteras (FHWA) (2000). "Una introducción a los métodos de mezcla de suelos profundos que se utilizan en aplicaciones geotécnicas". FHWA RD-99-138, Maclean, VA.
- FHWA. (2009). "Contramedidas para la socavación de puentes y la inestabilidad de corrientes, 3.<sup>a</sup> edición". Hidráulica. Ing. Circ. 23, FHWA-NHI-09-111, Washington, DC.
- FHWA. (2010). "Diseño y construcción de muros de tierra mecánicamente estabilizados y taludes de suelo reforzado". Geotecnología. Ing. Circ. No. 11, FHWA-NHI-10-024, Washington, DC.
- FHWA. (2012). "Evaluación de la socavación en puentes, 5.<sup>a</sup> edición". Hidráulica. Ing. Circ. 18, FHWA-HIF-12-003, Washington, DC.
- Francisco, M. (2008). "La inundación del tsunami socava carreteras, puentes y cimientos: observaciones y orientación técnica del gran tsunami de Sumatra Andaman". EERI/FEMA NEHRP 2006 Prof. Beca Rep.
- Fraser, S., Leonard, GS, Matsuo, I. y Murakami, H. (2012). "Evacuación por tsunami: lecciones del gran terremoto y tsunami del este de Japón del 11 de marzo de 2011". Ciencia GNS. Rep. 2012/17, Inst. Geol. Núcleo ciencia Lower Hutt, Wellington, Nueva Zelanda.
- Ge, M. y Robertson, IN (2010). "Carga de levantamiento en losa de piso elevado debido a un tsunami". Res. Rep. UHM/CEE/10-03, Universidad de Hawái, Manoa.
- Gica, E., Spillane, MC, Titov, VV, Chamberlin, CD y Newman, JC (2008). "Desarrollo de la base de datos de propagación de pronósticos para el pronóstico de inundaciones a corto plazo para tsunamis (SIFT) de la NOAA". Tecnología NOAA. Memorandum. REMO PMEL-139.
- Goseberg, N., Wurpts, A. y Schlurmann, T. (2013). "Generación a escala de laboratorio de tsunamis y ondas largas". *Coastal Eng.*, 79, 57–74.
- Haehnel, RB y Daly, SF (2004). "Fuerza máxima de impacto de escombros leñosos en estructuras de llanuras aluviales". *J. Hydraul. Ing.*, doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2004\)130:2\(112\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2004)130:2(112)), 112–120.
- Hicher, P.-Y. (1996). "Propiedades elásticas de los suelos". *J. Geo. Eng.*, 122, 641–648.
- Hoffmans, GJCM y Verheij, HJ (1997). *Fregado manual*, Taylor & Francis, Reino Unido, CRC Press, Boca Raton, FL.
- Hughes, SA (1993). *Modelos físicos y técnicas de laboratorio en ingeniería costera*, Serie avanzada sobre ingeniería oceánica, 7, World Scientific, Singapur.
- Hughes, SA (2004). "Estimación de la aceleración de las olas en pendientes suaves e impermeables utilizando el parámetro de flujo de momento de las olas". *Coastal Eng.*, 51, 1085–1104.
- Imamura, F. (2009). "Modelado de tsunamis: Cálculo de mapas de inundaciones y amenazas". El Mar, 15, 321–332.
- Comisión Oceanográfica Intergubernamental. (2013). *Glosario de tsunamis*, 2013, Serie Técnica 85 del COI, Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO), París.
- Consejo Internacional de Códigos, Inc. (2015). *Código Internacional de Construcción*, Country Club Hills, IL.
- Jantzer, I. y Knutsson, S. (2013). *Gradientes críticos para presa de relaves*, diseño, Universidad Tecnológica de Luleå, Suecia.
- Kotani, M., Imamura, F. y Shuto, N. (1998). "Método de estimación de daños y cálculos de aceleración de tsunamis utilizando GIS". *Ing. Costero.* J., 45.
- Kuilanoff, G. y Drake, RM (1991). "Diseño de instalaciones del DOE para misiles generados por viento". 3<sup>a</sup> Conferencia de Mitigación de Peligros por Fenómenos Naturales del DOE, Washington, DC.
- Kuwano, J., Koseki, J. y Miyata, Y. (2014). "Comportamiento de las paredes de suelo reforzado durante el terremoto de Tohoku de 2011". *geosintético. internacional* 21(3), 179–196.
- Carril, EW (1947). "Informe del Subcomité de Terminología de Sedimentos". *Transacciones de la Unión Geofísica Americana*, 28(6), 936–938.
- Li, Y. (2000). "Tsunamis: carrera de olas solitarias que no se rompen". Informe KH-R-60, Instituto de Tecnología de California, Pasadena.
- Li, Y. y Raichlen, F. (2001). "Ruptura de olas solitarias en pendientes planas". *j. Vía fluvial, puerto, costero, Ocean Ing.*, doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-950X\(2001\)127:1\(33\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-950X(2001)127:1(33)), 33–44.

- Li, Y. y Raichlen, F. (2003). "Modelo de balance de energía para romper la carrera de olas solitarias". *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, **10.1061/(ASCE)0733-950X(2003)129:2(47)**, 47–59.
- Madsen, PA, Fuhrman, DR y Schaffer, HA (2008). "Sobre el paradigma de la ola solitaria para los tsunamis". *J. Geo. Res.* 113, C12012, doi: [10.1029/2008JC004932](https://doi.org/10.1029/2008JC004932).
- Madsen, PA y Schäffer, HA (2010). "Soluciones analíticas para el avance de un tsunami en una playa plana: ondas simples, ondas N y ondas transitorias". *J. Fluid Mech.*, 645, 27–57.
- Madurapperuma, MAKM y Wijeyewickrema, AC (2013). "Respuesta de columnas de hormigón armado impactadas por tsunami disperso contenedores marítimos de 20 y 40°". *Ing. Estructura*. 56, doi: [10.1016/j.estructura.2013.07.034](https://doi.org/10.1016/j.estructura.2013.07.034), 1631–1644.
- Murata, S., Imamura, F., Katoh, K., Kawata, Y., Takahashi, S. y Takayama, T. (2010). Tsunami: Para sobrevivir del tsunami, Serie avanzada sobre ingeniería oceánica, 32, 116–120, 260–265.
- Naito, C., Cercone, C., Riggs, HR y Cox, D. (2014). "Procedimiento para la evaluación del sitio del potencial impacto de escombros de tsunami". *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, **10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000222**, 223–232.
- Naito, C., Cox, D., Yu, QS, Brooker, H. (2013). "Rendimiento del contenedor de almacenamiento de combustible durante el tsunami de Tohoku, Japón, 2011". *J. Realizar. Constr. Facil.*, **10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000339**, 373–380.
- Consejo Nacional de Investigación (NRC). (2011). Advertencia y preparación para tsunamis, una evaluación del programa de tsunami de EE. UU. y el esfuerzo de preparación de la nación. Prensa de las Academias Nacionales, Washington, DC.
- Programa Nacional de Mitigación de Riesgos de Tsunami. (2012). "Actas y resultados del taller de evaluación comparativa del modelo NTHMP 2011". Informe especial de NOAA, Boulder, CO, Departamento de Comercio de EE. UU./NOAA/NTHMP.
- Centro Nacional de Análisis de Choques (NCAC). (2012). "Validación extendida del modelo de elementos finitos para el sedán de pasajeros Toyota Yaris 2010". Documento de trabajo de NCAC NCAC 2012-W-005, Universidad George Washington, Washington, DC.
- NCAC (2011). "Desarrollo y validación de un modelo de elementos finitos para el sedán de pasajeros Toyota Yaris 2010". Universidad George Washington, NCAC 2011-T-001 preparado para la Administración Federal de Carreteras.
- Newman, JH (1977). *Hydrodynamics marina*, MIT Press, Boston.
- Ngo, N. y Robertson, IN (2012). "Análisis en video del tsunami de marzo de 2011 en las ciudades costeras de Japón". Universidad Informe de investigación de Hawái UHM/ CEE/ 12-11.
- Nouri, Y., Nistor, I., Palermo, D. y Cornett, A. (2010). "Investigación experimental del impacto del tsunami en estructuras independientes". *Ing. Costero*. J. 52(1), 43–70.
- Okada, Y. (1985). "Deformación superficial debida a fallas de cortante y tracción en un medio espacio." *Toro. seis. Soc. de Am.*, 75, 1135-1154.
- Instituto de Desarrollo de Áreas Costeras de Ultramar de Japón (OCADI). (2009). "Normas técnicas y comentarios para instalaciones portuarias y portuarias en Japón". Oficina de Puertos y Puertos, Tokio.
- Paczkowski, K. (2011). "Impacto de perforación sobre una pared vertical e impacto de escombros de baja velocidad, gran masa y impulsado por agua". Doctor. Disertación, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Univ. de Hawái, Honolulú.
- Park, H., Cox, DT, Lynett, PJ, Wiebe, DM y Shin, S. (2013). "Modelado de inundaciones de tsunamis en entornos construidos: una comparación física y numérica de la elevación, la velocidad y el flujo de impulso de la superficie libre". *Coastal Eng.*, 79, 9–21.
- Asociación Internacional Permanente de Congresos de Navegación (PIANC). (2010). "Mitigación de desastres por tsunami en puertos". Grupo de Trabajo 53 de PIANC, Bruselas, Bélgica.
- PIANCO. (2014). "Canales de acceso al puerto: pautas de diseño". Apéndice C, Dimensiones típicas del barco, Informe No. 121-2014. Bruselas, Bélgica.
- Piran Aghl, P., Naito, CJ y Riggs, HR (2014). "Estudio experimental a gran escala de las demandas de impacto resultantes de escombros de alta masa y baja velocidad". *J. Estructura. Ing.*, doi: [10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000948](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000948), 04014006.
- Directiva de Política Presidencial. (2013). "Seguridad y resiliencia de la infraestructura crítica". PPD-21, Oficina Ejecutiva del Presidente de EE. UU., Washington, DC.
- Ramsden, JD (1993). "Tsunamis: Fuerzas en una pared vertical causadas por olas largas, perforaciones y oleajes en un lecho seco". Informe KH-R-54, Laboratorio WM Keck, Instituto de Tecnología de California, Pasadena.
- Riggs, HR, Cox, DT, Naito, CJ, Kobayashi, MH, Piran Aghl, P., Ko, HT-S., et al. (2014). "Estudio experimental y analítico de las fuerzas de impacto de los escombros impulsados por el agua en las estructuras". *J. Mecánica en alta mar. Arco. Ing.*, doi: [10.1115/1.4028338](https://doi.org/10.1115/1.4028338) OMAE-13-1042.
- Robertson, IN, Paczkowski, K., Riggs, HR y Mohamed, A. (2013). "Investigación experimental de las fuerzas de perforación del tsunami en las paredes verticales". *j. Mecánica en alta mar. Arco. Ing.*, 135(2), 021601-1-021601-8.
- Saatcioglu, M., Ghobarah, A., Nistor, I. (2005). Informe de reconocimiento sobre el terremoto y tsunami de Sumatra del 26 de diciembre de 2004, Asociación Canadiense de Ingeniería Sísmica, Ottawa.
- Santo, J. y Robertson, IN (2010). "Carga lateral sobre elementos estructurales verticales debido a un sondeo de tsunami". Informe de investigación UHM/CEE/10-02, Universidad de Hawái, Manoa.
- Sarpkaya, T. (2010). *Fuerzas de las olas en estructuras marinas*, Universidad de Cambridge City Press, Cambridge, MA.
- Semilla, R., et al. (2008). "Nueva Orleans y el huracán Katrina. II: La región central y la parte inferior del Noveno Distrito". *J. Geotecnología. Geontorno. Ing.*, doi: [10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:5\(718\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:5(718)), 718–738.
- Shimada, Y., Kurachi, Y., Toyota, M. y Tomidokoro, G. (2003). "Simulación de inundación por inundación considerando categorías finas de terreno por medio de grillas no estructuradas". *Proc., Int. Síntoma Mitigación de desastres y gestión del agua en toda la cuenca*, ISDB 2003, JSCE, Niigata, Japón, 70–77.
- Simons, DB y Senturk, F. (1977). *Tecnología de transporte de sedimentos*, Agua Publicaciones de recursos, Fort Collins, CO.
- Sullivan, TJ, Calvi, GM y Priestley, MJN (2004). "Rigidez inicial versus rigidez seca en el diseño basado en desplazamiento". 13<sup>a</sup> Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, Vancouver, BC, Canadá.
- Synolakis, CE (1986). "El avance de las ondas largas". Informe KH-R-61, Instituto de Tecnología de California, Pasadena.
- Synolakis, CE, Bernard, EN, Titov, VV, Kanoglu, U., Gonzalez, FI (2007). "Estándares, criterios y procedimientos para la evaluación de modelos numéricos de tsunamis por parte de la NOAA". Memorándum técnico de NOAA OAR PMEL-135, modificado por el Programa Nacional de Mitigación de Riesgos de Tsunami.
- Takakura, R. y Robertson, IN (2010). "Reducir las fuerzas de elevación de la perforación del tsunami al proporcionar un panel de ruptura". Informe de investigación UHM/CEE/10-07, Universidad de Hawái, Manoa.
- Tang, L., Titov, VV, Bernard, E., Wei, Y., Chamberlin, C., Newman, JC, et al. (2012). "Estimación de energía directa del tsunami de Japón de 2011 utilizando mediciones de presión en las profundidades del océano". *J. Geophys. Res.*, 117, C08008, doi: [10.1029/2011JC007635](https://doi.org/10.1029/2011JC007635).
- Tang, L., Titov, VV y Chamberlin, CD (2009). "Desarrollo, pruebas y aplicaciones de modelos de inundaciones de tsunamis específicos del sitio para pronósticos en tiempo real", *J. Geophys. Res.*, 114, C12025, doi: [10.1029/2009JC005476](https://doi.org/10.1029/2009JC005476).
- La Asociación de Seguridad de la Infraestructura (TISP). (2012). Una guía para la planificación de la resiliencia regional, 2.<sup>a</sup> edición, Society of Military Engineers Press, Arlington, VA.
- Thio, HK, Somerville, PG y Polet, J. (2010). "Amenaza probabilística de tsunami en California". Informe del Centro de Investigación de Ingeniería de Terremotos del Pacífico. 108, 331, Berkeley, CA.
- Thomas, S., Killian, J. y Bridges, K. (2014). "Influencia de la macrorrugosidad en la carga de tsunami de las estructuras costeras". *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, **10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000268**, 04014028.
- Tonkin, SP, Francis, M. y Bricker, JD (2013). "Límites en las profundidades de socavación costera debido a un tsunami". *internacional Esfuerzos en Lifeline Earthq. Eng.*, C. Davis, X. Du, M. Miyajima y L. Yan, eds. Monografía 38 de TCLEE, ASCE, Reston, VA.
- Tonkin, SP, Yeh, H., Kato, F. y Sato, S. (2003). "Tsunami arrasa alrededor de un cilindro". *J. Fluid Mech.*, 496, 165–192.
- Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE). (1984). Manual de protección de costas, Washington, DC.
- USACE. (1989). "Muros de contención y contra inundaciones". EM 1110-2-2502.
- USACE. (1993). "Problemas de socavación costera y predicción de socavación máxima". Informe técnico CERC-93-8, Washington, DC.
- USACE. (2000). "Diseño y construcción de diques". EM 1110-2-1913.
- USACE. (2005). "Análisis de estabilidad de estructuras de hormigón". EM 1110-2-2100.
- USACE. (2010). "Centros de ingeniería hidrológica, programas informáticos". HEC-RAS, Sistema de Análisis de Ríos, v. 4.1.
- USACE. (2011). Manual de ingeniería costera (CEM), Capítulo VI-6, EM 1110-2-1100.
- USACE. (2013). "Incorporar consideraciones sobre el cambio del nivel del mar para la programas de obras". Ing. registro 1100-2-8162.
- Madera, N. (2007). "Variaciones en la exposición de la ciudad y la sensibilidad a los peligros de tsunami en Oregón". Informe de investigaciones científicas del Servicio Geológico (EE. UU.) 2007-5283, iv.
- Wood, N., Church, A., Frazier, T. y Yarnal, B. (2007). "Variaciones en la exposición y sensibilidad de la comunidad a los peligros de tsunami en el estado de Hawái". Informe de investigaciones científicas del Servicio Geológico (EE. UU.) 2007-5208, iv.

- Wood, N. y Peters, J. (2015). "Variaciones en la vulnerabilidad de la población a los peligros de tsunamis tectónicos y relacionados con deslizamientos de tierra en Alaska". *Nat. Haz.*, 75(2), 1811–1831.
- Wood, N. y Soulard, C. (2008). "Variaciones en la exposición y sensibilidad de la comunidad a los peligros de tsunami en el mar abierto y en las costas del Estrecho de Juan de Fuca de Washington". Informe de investigaciones científicas del Servicio Geológico (EE. UU.) 2008-5004, vi.
- Wood, N., Ratliff, J. y Peters, J. (2013). "Exposición de la comunidad a los peligros de tsunami en California". Informe de investigaciones científicas del Servicio Geológico (EE. UU.) 2012-5222, iv.
- Xiao, H., Young, YL y Prévost, JH (2010). "Estudio paramétrico de la rotura de la licuefacción inducida por olas solitarias de taludes arenosos costeros". *Ocean Eng.*, 37, 1546–1553.
- Yeh, H. y Li, W. (2008). "Socavación y sedimentación del tsunami". Proc., Cuarta Internacional Conf. on Scour and Erosion, Sociedad Geotécnica Japonesa, Tokio, 95–106.
- Yeh, H., Sato, S. y Tajima, Y. (2012). "El terremoto y tsunami del 11 de marzo de 2011 en el este de Japón: efectos del tsunami en la infraestructura y los edificios costeros". *Geofísica Pura Aplicada*. 170(6), 1019–1031.
- Zhang, J., Jiang, S., Wang, Q., Hou, Y. y Chen, Z. (2010). "Gradiente hidráulico crítico de tubería en arena". Proc., Internacional 20 Soc. Conferencia de Ingenieros Marinos y Polares (ISOPE), Beijing.
- Zilkoski, DB, Richards, JH y Young, GM (1992). "Resultados del ajuste general del datum vertical norteamericano de 1988". Congreso Americano de Agrimensura y Cartografía, Agrimensura. Informe de la tierra. sis. 52(3), 133–149.

#### OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

- Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE). (2014). "Procedimientos para evaluar el cambio del nivel del mar: impactos, respuestas y adaptación". Ing. tecnología Letón. 1100-2-1.

## CAPÍTULO C7

### CARGAS DE NIEVE

Metodología. El procedimiento establecido para la determinación de las cargas de nieve de diseño es el siguiente:

1. Determinar la carga de nieve en el suelo para la ubicación geográfica (Secciones 7.2 y [C7.2](#)).
2. Generar una carga de nieve de techo plano a partir de la carga del suelo teniendo en cuenta (1) la exposición del techo (Secciones 7.3.1, [C7.3](#) y [C7.3.1](#)); (2) condición térmica del techo (Secciones [7.3.2](#), [C7.3](#) y [C7.3.2](#)); y (3) ocupación y función de la estructura (Secciones 7.3.3 y [C7.3.3](#)).
3. Considere la pendiente del techo (Secciones 7.4 a 7.4.5 y [C7.4](#)).
4. Considere la carga parcial (Secciones 7.5 y [C7.5](#)).
5. Considere cargas desequilibradas (Secciones 7.6 a 7.6.4 y [C7.6](#)).
6. Considere acumulaciones de nieve: (1) en techos inferiores (Secciones 7.7 a 7.7.2 y [C7.7](#)) y (2) de proyecciones (Secciones 7.8 y [C7.8](#)).
7. Considere la posibilidad de deslizamiento de nieve (Secciones 7.9 y [C7.9](#)).
8. Considere las cargas adicionales de la lluvia sobre la nieve (Secciones 7.10 y [C7.10](#)).
9. Considere las cargas estancadas (Sección 7.11 y [C7.11](#)).
10. Considere los techos existentes (Secciones 7.12 y [C7.12](#)).
11. Considere otros techos y sitios (Sección [C7.13](#)).
12. Considerar las consecuencias de cargas superiores al valor de diseño (ver el siguiente texto).

Cargas superiores al valor de diseño. La filosofía del enfoque probabilístico utilizado en esta norma es establecer un valor de diseño que reduzca el riesgo de falla inducida por la carga de nieve a un nivel aceptablemente bajo. Debido a que pueden ocurrir cargas de nieve que excedan el valor de diseño, se deben considerar las implicaciones de tales cargas "excesivas". Por ejemplo, si un techo se desvía con la carga de nieve de diseño, de modo que se elimina la pendiente hacia el drenaje, la carga de nieve "excesiva" podría causar estancamiento (Sección [C7.11](#)) y tal vez una falla progresiva.

La relación carga de nieve/carga muerta de una estructura de techo es un consideración importante al evaluar las implicaciones de las cargas "excesivas". Si se excede la carga de nieve de diseño, el aumento porcentual de la carga total sería mayor para una estructura liviana (es decir, una con una alta relación carga de nieve/carga muerta) que para una estructura pesada (es decir, una con una carga de nieve baja). /relación de carga muerta). Por ejemplo, si una carga de nieve en el techo de 40 lb/ft<sup>2</sup> (1,92 kN/m<sup>2</sup>) se excede en 20 lb/ft<sup>2</sup> (0,96 kN/m<sup>2</sup>) para un techo que tiene una carga muerta de 25 lb/ft<sup>2</sup> (1,19 kN/m<sup>2</sup>), la carga total aumenta en un 31% de 65 a 85 lb/ft<sup>2</sup> (3,11 a 4,07 kN/m<sup>2</sup>). Si el techo tuviera una carga muerta de 60 lb/ft<sup>2</sup> (2,87 kN/m<sup>2</sup>), la carga total aumentaría solo un 20% de 100 a 120 lb/ft<sup>2</sup> (4,79 a 5,75 kN/m<sup>2</sup>).

#### C7.2 CARGAS DE NIEVE EN EL SUELO, pg Las

provisiones de carga de nieve mapeadas en la Fig. 7.2-1 se desarrollaron a partir de un análisis estadístico de valores extremos de registros meteorológicos de nieve en el suelo ([Ellingswood y Redfield 1983](#)). El mapa fue producido por el Cuerpo de Ingenieros, Laboratorio de Ingeniería e Investigación de Regiones Frías (CRREL). Se seleccionó la distribución lognormal para estimar las cargas de nieve en el suelo, que tienen una probabilidad anual de 2% de ser excedidas (intervalo de recurrencia promedio de 50 años).

Las cargas de nieve en el suelo máximas medidas y las cargas de nieve en el suelo con un 2% de probabilidad anual de ser excedidas se presentan en la Tabla [C7.2-1](#) para las estaciones de "primer orden" del Servicio Meteorológico Nacional (NWS) en las que se han medido las cargas de nieve en el suelo durante al menos menos 11 años durante el período 1952–1992.

Se usaron registros simultáneos de profundidad y carga de nieve en el suelo en 204 estaciones de primer orden del NWS para estimar la carga de nieve en el suelo y la profundidad de la nieve en el suelo que tiene una probabilidad anual de 2% de ser excedida para cada uno de estos lugares.

El período de registro para estos 204 lugares, donde se han medido tanto la profundidad como la carga de nieve, tiene un promedio de 33 años hasta el invierno de 1991–1992. Se desarrolló una relación matemática entre el 2% de profundidad y el 2% de carga. La relación de mejor ajuste no lineal entre estos valores extremos se utilizó para estimar cargas de nieve en el suelo del 2% (intervalo de recurrencia medio de 50 años) en alrededor de otros 9200 lugares en los que solo se midió la profundidad de la nieve. Estas cargas, así como las cargas de valor extremo desarrolladas directamente a partir de mediciones de carga de nieve en 204 ubicaciones de primer orden, se usaron para construir los mapas.

En general, las cargas de estas dos fuentes estaban de acuerdo. En las áreas donde había diferencias, las cargas de las 204 ubicaciones de primer orden se consideraron más valiosas cuando el se construyó el mapa. Este procedimiento garantiza que el mapa se refiera a las cargas observadas por el NWS y contenga detalles espaciales proporcionados por las mediciones de la profundidad de la nieve en otros 9200 lugares.

Los mapas se generaron a partir de datos actualizados durante el invierno de 1991–1992. Cuando se disponga de estudios estadísticos que utilicen información más reciente, podrán utilizarse para producir una guía de diseño mejorada.

Sin embargo, agregar un gran año de nieve a los datos desarrollados a partir de períodos de registro que superan los 20 años generalmente no cambiará mucho los valores de 50 años. A modo de ejemplo, las bases de datos de Boston y Chattanooga, Tennessee, se actualizaron para incluir los inviernos de 1992–1993 y 1993–1994 porque allí se registraron nevadas durante ese período. En Boston, las cargas de 50 años basadas en mediciones de agua equivalente solo aumentaron de 34 a 35 lb/ft<sup>2</sup> (1,63 a 1,68 kN/m<sup>2</sup>), y las cargas generadas a partir de mediciones de la profundidad de la nieve permanecieron en 25 lb/ft<sup>2</sup> (1,20 kN/m<sup>2</sup>). En Chattanooga, las cargas generadas a partir de mediciones de agua equivalente aumentaron de 6 a 7 lb/ft<sup>2</sup> (0,29 a 0,34 kN/m<sup>2</sup>), y las cargas

Tabla C7.2-1 Cargas de nieve en el suelo en el Servicio Meteorológico Nacional  
Ubicaciones donde se realizan las mediciones de carga

Tabla C7.2-1 (Continuación)

Carga de nieve en el suelo (lb/ft<sup>2</sup>)

Ubicación	Años de Registro	Carga de nieve en el suelo (lb/ft <sup>2</sup> )		Ubicación	Años de Registro	Máximo Observado	2% Anual Probabilidad
		Máximo Observado	2% Anual Probabilidad				
ALABAMA				Lexington	40	15	13
Birmingham	40	4	3	louisville	39	11	12
Huntsville	33	7	5	LUISIANA			
Móvil	40	1	1	Alejandría	17	2	2
ARIZONA				shreveport	40	4	3
Asta de bandera	38	88	48	MAINE			
tucson	40		3	caribú	34	68	95
Winslow	39	3 12	7	Pórtland	39	51	60
ARKANSAS				MARYLAND			
Fuerte Smith	37	6	5	baltimore	40	20	22
Little Rock	24	6	6	MASSACHUSETTS			
CALIFORNIA				Bostón	39	25	34
Bishop	31	6	8	Nantucket	16	14	24
Blue Canyon Mt.	26	213	242	Worcester	33	29	44
Shasta Red Bluff	32	62	62	MICHIGAN			
COLORADO	34	3	3	Alpena	31	34	48
Todas las ciudades CONECTICUT	N / A	NA Consulte la Tabla 7.2-2		Aeropuerto de Detroit	34	27	18
puerto de	39	21	24	ciudad de detroit	14	6	10
ponte hartford	40	23	33	Detroit—Sauce	12	11	22
nuevo refugio	17	11	15	Pedemal	37	20	24
DELAWARE				Grand Rapids	40	32	36
wilmington	39	12	—	Houghton Lake	28	33	48
GEORGIA				Lansing Marquette	35	34	36
Atenas	40	6	5	Muskegon Sault	16	44	53
atlanta	39	4	3	Ste. María	40	40	51
Augusta	40	8	7	MINNESOTA	40	68	77
Colón	39	1	1	Cataratas	40	55	63
macon	40	8	7	internacionales de Duluth	40	43	44
Roma	28	3	3	Minneapolis-St. Pablo	40	34	51
IDAHO				Rochester	40	30	47
Todas las ciudades	N / A	NA Consulte la Tabla 7.2-3		Santa nube	40	40	53
ILLINOIS				MISISIPÍ			
chicago	26	37	22	Jackson	40		3
Chicago-O'Hare	32	25	17	Meridian	39	3 2	2
Moline	39	21	19	MISSOURI			
peoría	39	27	15	Columbia	39	19	20
Rockford	26	31	19	Kansas City	40	18	18
Springfield	40	20	21	San Luis	37	28	21
INDIANA				Springfield	39	14	14
evansville	40	12	17	MONTANA			
Fuerte Wayne	40	23	20	Todas las ciudades	N / A	NA Consulte la Tabla 7.2-4	
Indianápolis	40	19	22	NEBRASKA			
South Bend	39	58	41	gran isla	40	24	23
IOWA				lincoln	20	15	22
Burlington	11	15	17	norfolk	40	28	25
des Moines	40	22	22	plato norte	39	16	13
Dubuque	39	34	32	Omaha	25	23	20
ciudad sioux	38	28	28	scottsbluff	40	10	12
Waterloo	33	25	32	Enamorado	26	26	22
KANSAS				NEVADA			
Concordia	30	12	17	Elko	12	12	20
esquivar la ciudad	40	10	14	Las Vegas	39	3	3
bueno tierra	39	12	15	reno	39	12	11
topeka	40	18	17	Winnemucca	39	7	7
wichita	40	10	14	NUEVO HAMPSHIRE			
KENTUCKY				todas las ciudades	N / A	NA Consulte la Tabla 7.2-8	
Covington	40	22	13	NEW JERSEY			
jackson	11	12	18	Ciudad Atlántica	35	12	15
				Newark	39	18	15

continúa

Tabla C7.2-1 (Continuación)

Tabla C7.2-1 (Continuación)

Ubicación	Carga de nieve en el suelo (lb/ft <sup>2</sup> )			Ubicación	Carga de nieve en el suelo (lb/ft <sup>2</sup> )		
	Años de Registro	Máximo Observado	2% Anual Probabilidad		Años de Registro	Máximo Observado	2% Anual Probabilidad
NUEVO MEXICO				Menfis	40	7	6
Todas las ciudades	N / A	N / A	Consulte la Tabla 7.2-6	Nashville	40	6	9
NUEVA YORK				TEXAS			
Albany	40	26	27	abilene	40	6	6
Binghamton	40	30	35	Amarillo	39	15	10
Búfalo	40	41	39	austin	39	2	2
Nueva York-Kennedy	18	8	15	dallas	23	3	3
Nueva York-LaGuardia	40	23	desconocido	El Paso	38	8	8
Rochester	40	33	38	Fort Worth	39	5	4
Siracusa	40	32	32	Lubbock	40	9	11
CAROLINA DEL NORTE				Del interior	38	4	4
asheville	28	7	14	San Ángel	40	3	3
Cabo Hatteras	34	5	5	San Antonio	40	9	4
charlotte	40		11	Waco	40	3	2
Greensboro	40	8 14	11	cataratas Wichita	40	4	5
Raleigh-Durham	36	13	14	UTAH			
wilmington	39	14	7	Milford	23	23	14
Winston-Salem	12	14	20	Salt Lake City	40	11	11
DAKOTA DEL NORTE				Wendover	13	2	3
bismarck	40	27	27	VERMONT			
Fargo	39	27	41	Burlington	40	43	36
Williston	40	28	27	VIRGINIA			
OHIO				Aeropuerto de Dulles	29	15	23
Akron-Cantón	40	16	14	Lynchburg	40	13	18
cleveland	40	27	19	Aeropuerto Nacional	40	16	22
Colón	40	11	11	norfolk	38	9	10
Dayton	40	18	11	richmond	40	11	desconocido
mansfield	30	31	17	Roanoke	40	14	20
Expreso de Toledo	36	10	10	WASHINGTON			
ciudad joven	40	14	10	Todas las ciudades	N / A	N / A	Tabla 7.2-5
OKLAHOMA				VIRGINIA DEL OESTE			
Ciudad de Oklahoma	40	10	8	beckley	20	20	30
Tulsa	40	5	8	charlestón	38	21	18
OREGÓN				Elkins	32	22	18
Todas las ciudades	N / A	N / A	Consulte la Tabla 7.2-7	Huntington	30	15	19
PENSILVANIA				WISCONSIN			
allentown	40	desconocido	23	Green Bay	40	37	36
Érie	32	20	18	la cruz	16	23	32
Harrisburg	19	21	23	madison	40	32	35
Filadelfia	39	13	14	milwaukee	40	34	29
pittsburgh	40	27	20	WYOMING			
Scranton	37	13	18	Casper	40		10
williamsport	40	18	21	Cheyenne	40	9	18
RHODE ISLAND				modulo de aterrizaje	39	18	24
Providencia	39	22	23	Sheridan	40	26 20	23
CAROLINA DEL SUR				<sup>a</sup> No es apropiado usar solo la información específica del sitio en esta tabla para propósitos de diseño. Las razones se dan en la Sección C7.2.			
charlestón	39	2	2	Nota: Para convertir lb/ft <sup>2</sup> a kN/m <sup>2</sup> , multiplique por 0,0479.			
Columbia	38	9	8	generada a partir de las mediciones de la profundidad de la nieve se mantuvo en 6 lb/ft <sup>2</sup> (0,29kN/m <sup>2</sup> ).			
florencia	23	3	3	También se consideró la siguiente información adicional al establecer las zonas de carga de nieve en el mapa de los Estados Unidos Unidos (Fig. 7.2-1).			
Greenville	24	6	7	1. El número de años de registro disponibles en cada ubicación;			
Spartanburg				2. Información meteorológica adicional disponible en			
DAKOTA DEL SUR				NWS, Servicio de Conservación de Recursos Nacionales (NRCS)			
aberdeen	27	23	43	levantamientos de nieve (SNOWTEL) y otras fuentes. NRCS fue			
hurón	40	41	46	anteriormente conocido como Servicio de Conservación de Suelos;			
ciudad rápida	40	14	15				
Sioux Falls	39	40	40				
TENNESSEE							
Bristol	40	7	9				
Chattanooga	40		6				
Knoxville	40	6 10	9				

3. Cargas máximas de nieve observadas; 4.

Topografía regional; y 5. La elevación de cada ubicación.

El mapa se actualizó en la edición de 1995 de esta norma y se modificó en la edición de 2016.

En gran parte del sur, tormentas de nieve infrecuentes pero severas perturbaron la vida en el área hasta el punto de que se perdieron las observaciones meteorológicas. En estas y similares circunstancias, se dio más valor a los valores estadísticos para estaciones con registros completos. Se realizaron verificaciones año por año para verificar la importancia de las lagunas de datos.

No se puede esperar que las cargas de nieve mapeadas representen todas las diferencias locales que pueden ocurrir dentro de cada zona. Debido a que existen diferencias locales, cada zona se ha posicionado para abarcar esencialmente todos los valores estadísticos asociados con los sitios normales en esa zona. Aunque las zonas representan valores estadísticos, no valores máximos observados, los valores máximos observados fueron útiles para establecer la posición de cada zona.

Para sitios no cubiertos en la Fig. 7.2-1, los valores de diseño deben establecerse a partir de la información meteorológica, teniendo en cuenta la orientación, la elevación y los registros disponibles en cada ubicación. El mismo método también se puede utilizar para mejorar los valores presentados en la Fig. 7.2-1. El estudio detallado de un sitio específico puede generar un valor de diseño inferior al indicado por el mapa nacional generalizado. Es apropiado en tal situación utilizar el valor más bajo establecido por el estudio detallado. Ocasionalmente, un estudio detallado puede indicar que se debe usar un valor de diseño más alto que el que indica el mapa nacional. Nuevamente, se deben seguir los resultados del estudio detallado.

Usando la base de datos utilizada para establecer las cargas de nieve en el suelo en la Fig. 7.2-1, datos meteorológicos adicionales y una metodología que cumple con los requisitos de la Sección 7.2 ([Tobiasson y Greatarex 1996](#)), se determinaron las cargas de nieve en el suelo para cada ciudad de New Hampshire . ([Tobiasson et al. 2000, 2002](#)).

El área cubierta por un estudio de caso específico del sitio varía según el clima y la topografía locales. En algunos lugares, un solo estudio de caso es suficiente para toda una comunidad, pero en otros, las condiciones locales variables limitan un "sitio" a un área mucho más pequeña. El área de

la aplicabilidad suele quedar clara a medida que se examina la información cercana para el estudio de caso.

Como se sugiere en la nota al pie, no es apropiado usar solo la información específica del sitio en la Tabla C7.2-1 para fines de diseño. Carece de una apreciación de la información de la estación circundante y, en algunos casos, se basa en períodos de registro bastante cortos. El mapa o un estudio de caso específico del sitio proporciona información más valiosa.

La importancia de realizar estudios detallados para las ubicaciones no cubiertas en la Fig. 7.2-1 se muestra en la Tabla C7.2-2.

Para algunas ubicaciones dentro de las áreas de estudio de caso (CS) del noreste (Fig. 7.2-1), las cargas de nieve en el suelo superan las 100 lb/ft<sup>2</sup> (4,79 kN/m<sup>2</sup>). Incluso en la parte sur de los Montes Apalaches, no lejos de los sitios donde una carga de nieve sobre el suelo de 15 lb/ft<sup>2</sup> (0,72 kN/m<sup>2</sup>) es apropiada, es posible que se requieran cargas sobre el suelo superiores a 50 lb/ft<sup>2</sup> (2,39 kN/m<sup>2</sup>) . Las tormentas con efecto de lago crean requisitos para cargas en el suelo superiores a 75 lb/ft<sup>2</sup> (3,59 kN/m<sup>2</sup>) a lo largo de partes de los Grandes Lagos. En algunas áreas de las Montañas Rocosas, las cargas de nieve en el suelo superan las 200 lb/ft<sup>2</sup> (9,58 kN/m<sup>2</sup>).

Los registros locales y la experiencia también deben ser considerados cuando establecimiento de valores de diseño.

Los valores en la Tabla 7.2-1 son solo para ubicaciones específicas de Alaska y generalmente no representan valores de diseño apropiados para

Tabla C7.2-2 Comparación de algunos valores específicos del sitio y valores zonales en la Fig. 7.2-1

Estado	Ubicación	Elevación	Valor zonificado	Caso de estudio
		pies (m)	lb/ft <sup>2</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	Valora lb/ft <sup>2</sup> (kN/m <sup>2</sup> )
monte califorina	hamilton	4210 (1283)	0 a 2400 pies (732 m) 0 a 3500 pies (1067 m) 5 a 4600	30 (1,44)
Arizona	Empalizada guardabosque	7.950 (2.423)	pies (0,24 a 1402 m) 10 a 5000 pies (0,48 a 1524 m) 10 a 1800 pies (0,48 a	120 (5,75)
	Estación			
Tennessee	Monteagle	1,940 (591)	549 m) 90 a 700 pies (4,31 a 213 m)	15 (0,72)
Maine	domingo esquí de río	900 (274)		100 (4,79)
	Área			

<sup>a</sup>Basado en un estudio detallado de la información en las inmediaciones de cada ubicación.

otros lugares cercanos. Se presentan para ilustrar la extrema variabilidad de las cargas de nieve dentro de Alaska. Esta variabilidad impide el mapeo estatal de las cargas de nieve en el suelo allí.

Se realizaron estudios de casos específicos del sitio para proporcionar los valores de Alaska en la Tabla 7.2-1.

Información valiosa sobre cargas de nieve para los estados occidentales es contenido en la Asociación de Ingenieros Estructurales del Norte de California ([1981](#)), MacKinlay y Willis ([1965](#)), Brown ([1970](#)), Departamento de Agricultura de EE. UU., Servicio de Conservación del Suelo ([1970](#)), Asociación de Ingenieros Estructurales de Colorado ([2016](#)), Asociación de Ingenieros Estructurales de Oregon ([2013](#)), Asociación de Ingenieros Estructurales de Arizona ([1981](#)), Theisen et al. ([2004](#)), Asociación de Ingenieros Estructurales de Washington ([1995](#)), Asociación de Ingenieros Estructurales de Utah ([1992](#)), División de Construcción del Condado de Placer ([1985](#)), Al Hatailah et al. ([2015](#)), Curtis y Grimes ([2004](#)) y Maji ([1999](#)).

La mayoría de estas referencias para el oeste de los Estados Unidos utilizan probabilidades anuales de ser superadas del 2% (intervalo medio de recurrencia de 50 años). En la Tabla C7.2-3 se presentan factores razonables, pero no exactos, para convertir otras probabilidades anuales de ser excedidas al valor aquí indicado. Por ejemplo, una carga de nieve en el suelo basada en una probabilidad anual de 3,3 % de que se excede (intervalo de recurrencia medio de 30 años) debe multiplicarse por 1,15 para generar un valor de pg para usar en la ecuación. (7.3-1).

Las cargas de diseño de la Tabla 7.2-2 se basan en un análisis de confiabilidad, dirigido a un índice de confiabilidad  $\beta = 3.0$ , que es consistente con la Tabla 1.3-1. Por tanto, a diferencia de las cargas de nieve en el suelo de otros estados, el intervalo de recurrencia promedio para las cargas de nieve tabuladas en Colorado no es necesariamente de 50 años. Sin embargo, como todas las cargas de nieve en el estándar, las cargas de nieve de Colorado están diseñadas para usarse con el factor de carga de 1.6 para el diseño basado en la resistencia según el Capítulo 2 de este estándar. Consulte el informe citado de la Asociación de Ingenieros Estructurales de Colorado ([2016](#)).

Independientemente de la metodología utilizada para obtener cargas de nieve en el suelo (p. ej., Fig. 7.2-1, un estudio de caso o un estudio de estado), las disposiciones de carga de nieve de ASCE 7 deben usarse para obtener la conversión de suelo a techo, cargas desequilibradas, cargas a la deriva y artículos relacionados.

Tabla C7.2-3 Factores para la conversión de otras probabilidades anuales de ser superadas y otros intervalos medios de recurrencia al utilizado en este estándar

Probabilidad Anual de Superación (%)	Recurrencia media Intervalo (año)	Multiplicación Factor
10	10	1,82
4	25	1,20
3,3	30	1,15
1	100	0,82

Las disposiciones de carga de nieve de varias ediciones del Código Nacional de Construcción de Canadá sirvieron como guía para preparar las disposiciones de carga de nieve en esta norma. Sin embargo, existen algunas diferencias importantes entre las bases de datos de Canadá y Estados Unidos. Incluyen lo siguiente:

1. Las cargas de nieve en el suelo de Canadá se basan en una probabilidad anual de 3,3 % de que se excedan (intervalo de recurrencia medio de 30 años) generada mediante el uso de la distribución de valor extremo, Tipo I (Gumbel), mientras que los valores de riesgo normal en este estándar se basan en una probabilidad anual de 2% de ser superado (intervalo de recurrencia medio de 50 años) generado por una distribución lognormal.
2. Las cargas canadienses se basan en profundidades medidas y densidades regionalizadas basadas en cuatro o menos mediciones por mes. Debido a la poca frecuencia de las mediciones de densidad, se agrega un peso adicional de lluvia ([Newark 1984](#)). En este estándar, el peso de la nieve se basa en muchos años de pesos medidos con frecuencia obtenidos en 204 ubicaciones en los Estados Unidos. Esos

las mediciones contienen muchos eventos de lluvia sobre nieve y, por lo tanto, no se necesita una carga adicional de lluvia sobre nieve, excepto para algunos techos con una pendiente inferior a W/50 según la Sección 7.10.

El factor de importancia multiplicado por la carga de nieve del suelo es la carga de nieve equilibrada requerida para las superficies de acumulación de nieve, como terrazas, balcones y espacios subterráneos ubicados por debajo de la profundidad de la nieve del suelo. Tales superficies de acumulación de nieve no están sujetas al mismo nivel de erosión eólica o al efecto térmico del edificio que los techos típicos "sobre el suelo". Como tal, la carga de nieve del techo plano en Eq. (7.3-1) subestimaría la carga de nieve.

Tenga en cuenta que también son posibles las cargas de nieve deslizante y las cargas de nieve acumulada en tales superficies.

En la versión 2016 del estándar, los contornos de carga de nieve en el suelo para estados seleccionados del oeste se eliminaron del mapa de carga en el suelo en la Fig. 7.2-1. Fueron reemplazados por tablas que enumeran la carga de nieve en el suelo y la elevación para ubicaciones seleccionadas en cada estado. Estas nuevas tablas del estado occidental (Tablas 7.2-2 a 7.2-8) se desarrollaron a partir de estudios detallados de carga de nieve en el suelo del estado que satisfacen los requisitos de esta sección. Finalmente, también se deben considerar los requisitos legales de la Autoridad que tiene jurisdicción. Los requisitos legales de la Autoridad con jurisdicción no están incluidos en las tablas estatales de carga de nieve en el suelo.

### C7.3 CARGAS DE NIEVE DE TECHO PLANO, pf

Las reducciones de carga viva en la Sección 4.8 no deben aplicarse a las cargas de nieve. Los valores mínimos permisibles de pf presentados en la Sección 7.3 reconocen que en algunas áreas una sola tormenta importante puede generar cargas que superan las desarrolladas a partir de un análisis de registros meteorológicos y estudios de casos de cargas de nieve.

Los factores de esta norma que explican las características térmicas, aerodinámicas y geométricas de la estructura en su entorno particular se desarrollaron utilizando el Código Nacional de Construcción de Canadá (Consejo Nacional de Investigación de Canadá [1990](#)) como punto de referencia. Los informes de estudio de caso en Peter et al. ([1963](#)), Schriever et al. ([1967](#)), Lorenzen ([1970](#)), Lutes y Schriever ([1971](#)), Elliott ([1975](#)), Mitchell ([1978](#)), Meehan ([1979](#)) y Taylor ([1979, 1980](#)) fueron examinados en detalle.

Además de estas referencias publicadas, ocho universidades de los Estados Unidos, el Distrito de Alaska del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU. y el Laboratorio de Investigación e Ingeniería de Regiones Frías del Ejército de los EE. UU. (CRREL) llevaron a cabo un amplio programa de estudios de casos de carga de nieve. para el Cuerpo de Ingenieros.

Los resultados de este programa se utilizaron para modificar la metodología canadiense a fin de adaptarla mejor a las condiciones de los Estados Unidos. Se incluyen las mediciones obtenidas durante los severos inviernos de 1976–1977 y 1977–1978. Un análisis estadístico de parte de esa información se presenta en O'Rourke et al. ([1983](#)). También se han incorporado la experiencia y la perspectiva de muchos profesionales del diseño, incluidos varios expertos en el análisis de fallas de edificios.

**C7.3.1 Factor de exposición, Ce.** Excepto en áreas de "sombra aerodinámica", donde las cargas a menudo aumentan debido a la acumulación de nieve, hay menos nieve en la mayoría de los techos que en el suelo. Las cargas en áreas sin obstrucciones de techos planos convencionales promedian menos del 50% de las cargas del suelo en algunas partes del país. Los valores de esta norma son valores por encima del promedio, elegidos para reducir el riesgo de fallas inducidas por la carga de nieve a un nivel aceptablemente bajo. Debido a la variabilidad de la acción del viento, se ha tomado un enfoque conservador al considerar las reducciones de carga por el viento.

Los efectos de la exposición se manejan en dos escalas. Primero, la ecuación. (7.3-1) contiene un factor de exposición básico de 0,7. En segundo lugar, el tipo de rugosidad de la superficie y la exposición del techo se manejan mediante el factor de exposición Ce. Este procedimiento de dos pasos genera reducciones de carga desde el suelo hasta el techo en función de la exposición que oscilan entre 0,49 y 0,84.

La Tabla 7.3-1 se modificó de lo que aparecía en una versión anterior de este estándar para separar los problemas de vientos regionales asociados con la rugosidad de la superficie de los problemas de vientos locales asociados con la exposición del techo. Este cambio se realizó para definir mejor las categorías sin cambiar significativamente los valores de Ce.

Si bien existe una sola categoría de rugosidad superficial "regional" para un sitio específico, los diferentes techos de una estructura pueden tener diferentes factores de exposición causados por la obstrucción proporcionada por partes más altas de la estructura o por objetos en el techo. Por ejemplo, en la categoría de rugosidad de la superficie C, un techo de nivel superior podría estar totalmente expuesto (Ce = 0,9), mientras que un techo de nivel inferior estaría parcialmente expuesto (Ce = 1,0) debido a la presencia del techo de nivel superior, como se muestra en el ejemplo. 3, este capítulo.

El adjetivo "barriendo por el viento" se usa en la categoría de rugosidad superficial de "áreas montañosas" para impedir el uso de esta categoría en aquellos valles de alta montaña que reciben poco viento.

La reducción de exposición combinada normal en esta norma es de 0,70 en comparación con un valor normal de 0,80 para el factor de conversión de suelo a techo en el Código Nacional de Construcción de Canadá de 1990. La disminución de 0,80 a 0,70 no representa una disminución de la seguridad, sino que surge debido a mayores opciones de exposición y clasificación térmica de los techos (es decir, cinco categorías de rugosidad de la superficie, tres categorías de exposición del techo y cuatro categorías térmicas en esta norma frente a tres categorías de exposición y no hay distinciones térmicas en el código canadiense).

Es virtualmente imposible establecer definiciones de exposición que abarquen claramente todas las posibles exposiciones que existen en todo el mundo.

país. Debido a que las personas pueden interpretar las categorías de exposición de manera algo diferente, el rango de exposición se ha dividido en varias categorías en lugar de solo dos o tres. Una diferencia de opinión de una categoría da como resultado un "error" de aproximadamente el 10% al usar estas diversas categorías y un "error" del 25% o más si solo se usan tres categorías.

C7.3.2 Factor Térmico, Ct . Por lo general, habrá más nieve en los techos fríos que en los cálidos. Una excepción a esto se discute en el siguiente texto. La condición térmica seleccionada de la Tabla 7.3-2 debe representar la que es probable que exista durante la vida útil de la estructura. Aunque es posible que una breve interrupción del suministro eléctrico provoque el enfriamiento temporal de una estructura calentada, la probabilidad conjunta de este evento y un evento de carga máxima de nieve simultánea es muy pequeña. Las interrupciones breves de energía y la pérdida de calor se reconocen en la categoría Ct = 1.0. Aunque es posible que una estructura con calefacción se utilice posteriormente como una estructura sin calefacción, la probabilidad de que esto suceda es bastante baja.

En consecuencia, las estructuras calentadas no necesitan estar diseñadas para este evento improbable.

Algunas viviendas no se utilizan durante el invierno. Aunque su factor térmico puede aumentar a 1,2 en ese momento, están desocupados, por lo que su Factor de Importancia se reduce a 0,8. El efecto neto es requerir la misma carga de diseño que para una vivienda ocupada con calefacción.

El calentamiento discontinuo de las estructuras puede provocar el deshielo de la nieve en el techo y la posterior congelación en las áreas inferiores. Los sistemas de drenaje de dichos techos se han obstruido con hielo y se han acumulado cargas adicionales asociadas con capas de hielo de varias pulgadas de espesor en estas áreas inferiores sin drenaje. Debe investigarse la posibilidad de sucesos similares para cualquier estructura con calentamiento intermitente.

Se pueden acumular glaseados similares en techos fríos sujetos al agua de deshielo de los techos más cálidos de arriba. Ventiladores de escape y otros

los equipos mecánicos en los techos también pueden generar agua de deshielo y formación de hielo.

Los carámbanos y las acumulaciones de hielo son una ocurrencia común en los aleros fríos de los techos inclinados. Introducen problemas relacionados con las fugas y con las cargas. Las grandes acumulaciones de hielo que pueden evitar que la nieve se deslice de los techos generalmente se producen por pérdidas de calor desde el interior de los edificios.

La formación de hielo asociada con el derretimiento solar de la nieve durante el día y el nuevo congelamiento a lo largo de los aleros durante la noche son a menudo pequeños y transitorios. Aunque la formación de hielo puede ocurrir en techos fríos o cálidos, los techos que están bien aislados y ventilados no suelen estar sujetos a formación de hielo grave en sus aleros. Grange y Hendricks (1976), Klinge (1978), de Marne (1988), Mackinlay (1988), Tobiasson (1988) y Tobiasson y Buska (1993) analizan los métodos para minimizar la formación de hielo en los aleros . Se han desarrollado pautas de ventilación para evitar la formación de hielo problemática en los aleros para los áticos (Tobiasson et al. 1998) y para los techos de las catedrales (Tobiasson et al. 1999).

Debido a que las acumulaciones de hielo pueden evitar reducciones de carga al deslizarse sobre algunos techos calientes (Ct ≥ 1.0), la curva de "superficie resbaladiza sin obstrucciones" en la figura 7.4-1a ahora solo se aplica a techos sin ventilación con una resistencia térmica igual o superior a  $30 \text{ ft}^2 \text{ h } ^\circ\text{F/Btu}$  ( $5.3^\circ\text{C m}^2/\text{W}$ ) y a techos ventilados con una resistencia térmica igual o mayor a  $20 \text{ ft}^2 \text{ h } ^\circ\text{F/Btu}$  ( $3.5^\circ\text{C m}^2/\text{W}$ ). Para techos que están bien aislados y ventilados, vea Ct = 1.1 en la Tabla 7.3-2.

Los techos de vidrio, plástico y tela de las estructuras con calefacción continua rara vez están sujetos a mucha carga de nieve porque sus altas pérdidas de calor provocan el derretimiento de la nieve y el deslizamiento. Para tales techos especiales, se debe consultar a los fabricantes y diseñadores expertos. La Asociación Nacional de Fabricantes de Invernaderos (1988) recomienda el uso de Ct = 0,83 para invernaderos con calefacción continua y Ct = 1,00 para invernaderos sin calefacción o con calefacción intermitente.

invernaderos. Sugieren un valor de Is = 1,0 para invernaderos minoristas e Is = 0,8 para todos los demás invernaderos. Para calificar como un invernadero con calefacción continua, un invernadero de producción o venta al por menor debe tener una temperatura constante de  $50^\circ\text{F}$  ( $10^\circ\text{C}$ ) o más durante los meses de invierno. Además, también debe tener un encargado de mantenimiento de guardia en todo momento o un sistema de alarma de temperatura adecuado para avisar en caso de falla del sistema de calefacción. Finalmente, el material del techo del invernadero debe tener una resistencia térmica, valor R, inferior a  $2 \text{ pies}^2 \times h \times ^\circ\text{F/Btu}$  ( $0,4^\circ\text{C m}^2/\text{W}$ ). En este estándar, el factor Ct para este tipo de invernaderos con calefacción continua se establece en 0,85. Un invernadero sin calefacción o con calefacción intermitente es cualquier invernadero que no cumpla con los requisitos de un invernadero de calefacción continua con vidrio simple o doble. Los invernaderos deben diseñarse de modo que los elementos estructurales de soporte sean más fuertes que el acristalamiento. Si se utiliza este enfoque, cualquier falla causada por fuertes cargas de nieve se localizará en el acristalamiento. Esto debería evitar el colapso progresivo del marco estructural. Se deben usar valores de diseño más altos donde se espera nieve a la deriva o deslizamiento.

Se acumula poca nieve en los techos de tela con soporte de aire caliente debido a su geometría y superficie resbaladiza. Sin embargo, la nieve que se acumula es una carga importante para dichas estructuras y debe tenerse en cuenta.

La consideración combinada de la exposición y las condiciones térmicas genera factores de suelo a techo que van desde un mínimo de 0,49 hasta un máximo de 1,01. Los factores equivalentes desde el suelo hasta el techo en el Código Nacional de Construcción de Canadá de 1990 (Investigación Nacional de Canadá) son 0,8 para techos protegidos, 0,6 para techos expuestos y 0,4 para techos expuestos en áreas expuestas al norte de la línea de árboles, todo independientemente de su condición térmica.

Sack (1988) y la experiencia de casos clínicos indican que la carga de nieve del techo en estructuras al aire libre (p. ej., estructuras de estacionamiento y techos sobre muelles de carga) y en edificios intencionalmente mantenidos por debajo del punto de congelación (p. ej., edificios congeladores) puede ser mayor que el suelo cercano. carga de nieve. Se cree que este efecto es causado por la falta de flujo de calor desde la tierra "cálida" para estos grupos selectos de estructuras. Las estructuras al aire libre se incluyen explícitamente con las estructuras sin calefacción. Para los edificios de congelación, el factor térmico se especifica en 1,3 para tener en cuenta este efecto.

Este valor está destinado específicamente a las estructuras construidas para actuar como edificios de congelación y no a aquellas que contienen recintos de congelación en su interior.

**C7.3.3 Factor de importancia, es .** El factor de importancia, Is, se ha incluido para tener en cuenta la necesidad de relacionar las cargas de diseño con las consecuencias de la falla. Los techos de la mayoría de las estructuras que tienen ocupaciones y funciones normales están diseñados con un factor de importancia de 1,0, que corresponde al uso sin modificar de la carga de nieve en el suelo determinada estadísticamente para una probabilidad anual de 2 % de que se supere (intervalo medio de recurrencia de 50 años).

Un estudio de las ubicaciones en la Tabla C7.2-1 mostró que la razón de los valores para las probabilidades anuales de 4% y 2% de ser excedidas (la razón de los valores medios del intervalo de recurrencia de 25 a 50 años) promedió 0,80 y tuvo una desviación estándar de 0,06. La relación de los valores para el 1 % y el 2 % de probabilidades anuales de ser superadas (la relación de los valores medios del intervalo de recurrencia de 100 años a 50 años) promedió 1,22 y tuvo una desviación estándar de 0,08. Sobre la base de la consistencia nacional de estos valores, se decidió que solo se necesita preparar un mapa de carga de nieve para fines de diseño y que se pueden generar valores para situaciones de menor y mayor riesgo usando ese mapa y factores constantes.

Las situaciones de menor y mayor riesgo se establecen utilizando los Factores de Importancia para cargas de nieve en la Tabla 1.5-2. Estos factores

rango de 0.8 a 1.2. El factor 0.8 basa el valor de diseño promedio para esa situación en una probabilidad anual de ser excedida de alrededor del 4% (alrededor de un intervalo de recurrencia promedio de 25 años). El factor 1.2 es casi el de una probabilidad anual de 1% de ser excedido (alrededor de un intervalo de recurrencia promedio de 100 años). En la versión 2016 del estándar, el factor de importancia ahora se aplica correctamente a la altura de deriva en la figura 7.6-1. Como resultado de la forma funcional, el recargo por deriva en libras por unidad de ancho de viento cruzado ( $hd^0.4hd^0.2$ ) es proporcional a la Importancia

Factor.

C7.3.4 Carga mínima de nieve para techos de pendiente baja, pm. Estos mínimos dan cuenta de una serie de situaciones que se desarrollan en cubiertas de poca pendiente. Son consideraciones particularmente importantes para regiones donde  $pg$  es 20 lb/ft<sup>2</sup> (0,96 kN/m<sup>2</sup>) o menos. En tales áreas, los eventos de tormentas individuales pueden resultar en cargas para las cuales el factor de conversión básico de suelo a techo de 0.7, así como los factores  $Ce$  y  $Ct$ , no son aplicables.

La carga desequilibrada para techos a cuatro aguas y a dos aguas, con una distancia  $W$  de alero a cumbre de 20 pies (6,1 m) o menos que simplemente han soportado miembros prismáticos que se extienden desde la cumbre al alero, es mayor o igual a la carga mínima de nieve del techo, pm. Por lo tanto, si tal techo a cuatro aguas y a dos aguas tiene una pendiente que requiere una carga desequilibrada, la carga mínima de nieve no controlará y no será necesario verificar el techo.

#### C7.4 CARGAS DE NIEVE EN TECHOS INCLINADOS, ps Las

cargas de nieve disminuyen a medida que aumentan las pendientes de los techos. Generalmente, se acumula menos nieve en un techo inclinado debido a la acción del viento. Además, dichos techos pueden arrojar parte de la nieve que se acumula sobre ellos por deslizamiento y drenaje mejorado del agua de deshielo. La capacidad de un techo inclinado para arrojar la carga de nieve por deslizamiento está relacionada con la ausencia de obstrucciones no solo en el techo sino también debajo de él, la temperatura del techo y lo resbaladizo de su superficie. Es difícil definir "resbaladizo" en términos cuantitativos.

Por esa razón, en la norma se presenta una lista de superficies de techo que califican como resbaladizas y otras que no. Las superficies de techo más comunes están en esa lista. Lo resbaladizo de otras superficies se determina mejor mediante comparaciones con esas superficies.

Algunos techos de tejas contienen salientes incorporados o tienen una superficie rugosa que evita que la nieve se deslice. Sin embargo, la nieve se desliza de otros techos de tejas de superficie lisa. Cuando una superficie puede o no ser resbaladiza, se deben determinar las implicaciones de tratarla como una superficie resbaladiza o no resbaladiza.

Debido a que los valles obstruyen el deslizamiento en techos con superficies resbaladizas, las líneas discontinuas en las Figs. 7.4-1a, b y c no deben usarse en tales áreas de techo.

La calefacción discontinua de un edificio puede reducir la capacidad de un techo inclinado para arrojar nieve al deslizarse porque el agua de deshielo creada durante los períodos de calor puede volver a congelarse en la superficie del techo durante los períodos en que el edificio no se calienta, por lo tanto, "bloquea" la nieve en el techo.

Todos estos factores se consideran en los factores de reducción de pendiente presentados en la Fig. 7.4-1 y están respaldados por Taylor (1983, 1985), Sack et al. (1987) y Saco (1988). Los requisitos de resistencia térmica se agregaron a la curva de "superficies resbaladizas sin obstrucciones" en la figura 7.4-1a para evitar su uso en techos en los que a menudo se forman acumulaciones de hielo porque las acumulaciones de hielo evitan que la nieve se deslice. Matemáticamente, la información de la figura 7.4-1 se puede representar de la siguiente manera:

1. Techos cálidos ( $Ct = 1.0$  o menos): (a)

Superficies resbaladizas sin obstrucciones con  $Ry = 30 \text{ ft}^2\text{h }^{\circ}\text{F/Btu}$  ( $5.3^{\circ}\text{C m}^2/\text{W}$ )  
W si no hay ventilación y  $Ry = 20 \text{ ft}^2\text{h }^{\circ}\text{F/Btu}$  ( $3.5^{\circ}\text{C m}^2/\text{W}$ ) si está ventilado:

Pendiente de  $0^{\circ}$ – $5^{\circ}$   $Cs = 1.0$

Pendiente de  $5^{\circ}$ – $70^{\circ}$   $Cs = 1.0$  y pendiente  $\geq 5^{\circ}$ :  $65^{\circ}$

Pendiente  $>70^{\circ}$   $Cs = 0$  (b) Todas las demás superficies:

Pendiente de  $0^{\circ}$ – $30^{\circ}$   $Cs = 1.0$   $30^{\circ}$ – $70^{\circ}$  pendiente  $Cs = 1.0$  y pendiente  $\geq 30^{\circ}$ :  $40^{\circ}$   $>70^{\circ}$  pendiente  $Cs = 0.2$ . Techos

fríos con  $Ct = 1.1$  (a) Superficies resbaladizas sin obstrucciones:  $0^{\circ}$ – $10^{\circ}$  pendiente  $Cs = 1.0$  y pendiente  $\geq 10^{\circ}$ :  $65^{\circ}$

$>70^{\circ}$  de pendiente  $Cs = 0$  (b) Todas las demás superficies:  $0^{\circ}$ – $37.5^{\circ}$  de pendiente  $Cs = 1.0$   $37.5^{\circ}$ – $70^{\circ}$  de pendiente  $Cs = 1.0$  y pendiente  $\geq 37.5^{\circ}$ :  $32.5^{\circ}$   $>70^{\circ}$  de pendiente  $Cs = 0.3$ . Techos fríos ( $Ct = 1.2$ ): (a) Superficies resbaladizas sin obstrucciones:  $0^{\circ}$ – $15^{\circ}$  de pendiente  $Cs = 1.0$  y pendiente  $\geq 15^{\circ}$ :  $65^{\circ}$  (pendiente  $Cs = 0.3$  para pendiente  $\geq 15^{\circ}$ )

(b) Todas las demás superficies:  $0^{\circ}$ – $45^{\circ}$  pendiente  $Cs = 1.0$   $45^{\circ}$ – $70^{\circ}$  pendiente  $Cs = 1.0$  y pendiente  $\geq 45^{\circ}$ :  $25^{\circ}$   $>70^{\circ}$  pendiente  $Cs = 0$

Si el suelo (u otro techo de menor pendiente) existe cerca del alero de un techo inclinado, es posible que la nieve no pueda deslizarse completamente fuera del techo inclinado. Esto puede resultar en la eliminación de las cargas de nieve en las partes superiores del techo y su concentración en las partes inferiores. Los techos empinados con estructura en A que casi llegan al suelo están sujetos a tales condiciones. Las cargas laterales y verticales inducidas por tal nieve deben ser consideradas para tales techos.

Si el techo tiene dispositivos de retención de nieve (instalados para evitar que la nieve y el hielo se deslicen del techo), debe considerarse un techo obstruido y el factor de pendiente  $Cs$  debe basarse en las curvas de "Todas las demás superficies" en la Fig. 7.4-1 .

C7.4.3 Factor de pendiente del techo para techos curvos. Estas disposiciones se cambiaron de las de la edición de 1993 de esta norma para hacer que la carga disminuya a lo largo del techo a medida que aumenta la pendiente.

C7.4.4 Factor de pendiente del techo para techos de placas plegadas múltiples, dientes de sierra y bóveda de cañón. Debido a que estos tipos de techos acumulan nieve adicional en sus valles por la deriva del viento y el arrastre y deslizamiento de la nieve, no se debe aplicar ninguna reducción en la carga de nieve debido a la pendiente.

C7.4.5 Presas de hielo y carámbanos a lo largo de los aleros. La intención es considerar las cargas pesadas del hielo que se forma a lo largo de los aleros solo para estructuras donde es probable que se formen tales cargas. Tampoco se considera necesario analizar toda la estructura para tales cargas, solo los aleros mismos. Las cargas de diques de hielo en alero con varios períodos de retorno en techos con voladizos de 4 pies (1,2 m) o menos se presentan en O'Rourke et al. (2007).

Esta disposición está destinada a voladizos y proyecciones de techos cortos, con una extensión horizontal inferior a 5 pies (1,5 m). En los casos en que la extensión horizontal sea superior a 1,5 m (5 pies), el recargo que representa la acumulación de hielo en el alero solo debe extenderse hasta un máximo de 1,5 m (5 pies) desde el alero de la estructura calentada (Fig. C7.4-1).

#### C7.5 CARGA PARCIAL

En muchas situaciones, una reducción en la carga de nieve en una parte de un techo por operaciones de socavación por viento, derretimiento o remoción de nieve

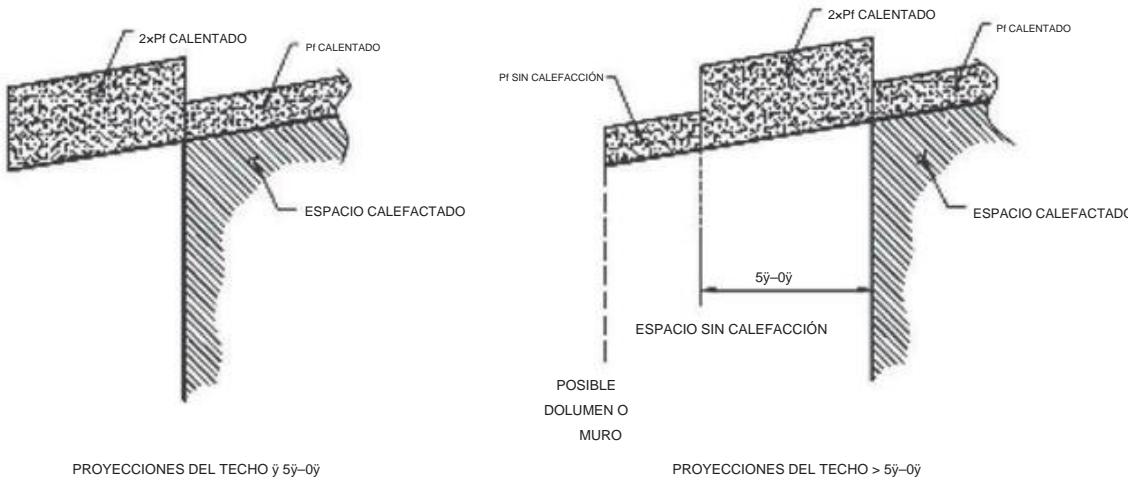


Figura C7.4-1 Carga de dique de hielo en alero

simplemente reduce las tensiones en los miembros de soporte. Sin embargo, en algunos casos, una reducción en la carga de nieve de un área induce mayores tensiones en la estructura del techo que las que ocurren cuando se carga todo el techo. Las vigas de techo en voladizo son un buen ejemplo; quitar la mitad de la carga de nieve de la parte en voladizo aumenta la tensión de flexión y la deflexión del tramo continuo adyacente. En los sistemas de techo de vigas continuas, pueden ocurrir problemas durante las operaciones de remoción de nieve. La carga no uniforme impuesta por la remoción de la carga de nieve de manera indiscriminada puede alterar significativamente la distribución de la carga en todo el sistema de techo y puede resultar en aumentos marcados en las tensiones y deflexiones sobre las que se experimentan durante la carga uniforme. En otras situaciones, pueden resultar reversiones de estrés adversas.

Las disposiciones simplificadas que se ofrecen para los sistemas de techo de vigas continuas se han adoptado para imitar las cargas reales experimentadas por este sistema estructural común. El escenario de carga del Caso 1 simula una condición crítica que se encuentra cuando, por ejemplo, el proceso de quitar una parte de la nieve en cada tramo comienza en un extremo del edificio y continúa hacia el otro extremo. El escenario de carga del Caso 2 pretende modelar la falta de uniformidad de la carga causada por la socavación del viento o la pérdida local de calor y el deshielo en los bordes del edificio. El grupo de carga del Caso 3 pretende abarcar las condiciones que podrían encontrarse, por ejemplo, cuando las operaciones de remoción deben suspenderse y reiniciarse en una ubicación diferente, o cuando varias cuadrillas de remoción de nieve comienzan en diferentes ubicaciones del techo.

La intención no es exigir la consideración de múltiples cargas de "tablero de ajedrez".

Los elementos que se extienden perpendicularmente a la cumbre en techos a dos aguas con pendientes entre  $2,38^\circ$  ( $\frac{1}{2}$  sobre 12) y  $30,3^\circ$  ( $7$  sobre 12) están exentos de las disposiciones de carga parcial porque las disposiciones de carga desequilibrada de la Sección 7.6.1 contemplan esta situación.

#### C7.6 CARGAS DE NIEVE DE CUBIERTA DESEQUILIBRADAS

Pueden desarrollarse cargas de nieve desequilibradas en techos inclinados debido a la luz solar y al viento. Los vientos tienden a reducir las cargas de nieve en las partes de barlovento y aumentan las cargas de nieve en las partes de sotavento. Debido a que no es posible definir la dirección del viento con certeza, los vientos de todas las direcciones generalmente deben considerarse al establecer cargas de techo desequilibradas.

**C7.6.1** Cargas de nieve desequilibradas para techos a cuatro aguas y a dos aguas. La forma esperada de una deriva de techo a dos aguas es nominalmente

un triángulo ubicado cerca de la línea de la cordillera. Investigaciones recientes sugieren que el tamaño de esta deriva de techo a dos aguas nominalmente triangular es comparable a una deriva de techo a sotavento con el mismo alcance. Para ciertos sistemas estructurales simples, por ejemplo, sistemas de vigas de techo de madera o de calibre liviano con una tabla de cumbre o una viga de cumbre de soporte, con distancias pequeñas de alero a cumbre, la desviación se representa mediante una carga uniforme de  $ls \times pg$  de alero a cumbre. Para todos los demás techos a dos aguas, la deriva está representada por una distribución rectangular ubicada junto a la cumbre. La ubicación del centroide para la distribución rectangular es idéntica a la de la distribución triangular esperada. La intensidad es el promedio de la de la distribución triangular esperada.

La carga de nieve de diseño en el lado de barlovento para el caso desequilibrado,  $0,3 ps$ , se basa en las historias de casos presentadas en Taylor (1979) y O'Rourke y Auren (1997) y analizadas en Tobiasson (1999). El límite inferior de  $\bar{y} = 2,38^\circ$  pretende excluir los techos de baja pendiente, como los techos de membrana, en los que no se han observado cargas desequilibradas significativas. El límite superior de  $\bar{y} > 7$  en  $12$  ( $30,2^\circ$ ) pretende excluir los techos de gran pendiente en los que no se han observado cargas desequilibradas significativas. Es decir, aunque el límite superior del ángulo de reposo de la nieve recién caída es de unos  $70^\circ$ , como se indica en la figura 7.4-1, el límite superior del ángulo de reposo de la nieve acumulada es de unos  $30^\circ$ .

Como se señaló, las derivas del techo a dos aguas observadas tienen una forma nominalmente triangular. La sobrecarga es esencialmente cero en la cumbre y la superficie superior de la sobrecarga es nominalmente horizontal. Como tal, un límite superior para un recargo real sobre la carga de nieve del techo inclinado, ps, sería una distribución triangular: cero en la cumbre y una altura en el alero igual a la diferencia de elevación entre el alero y la cumbre.

Para techos a dos aguas que se cruzan y geometrías de techo similares, algunos códigos y estándares han requerido una carga de deriva de valle. Tales cargas de deriva de valle no se requieren en ASCE 7. Sin embargo, las ubicaciones de valle están sujetas a derivas de techo a dos aguas o desequilibradas, como se describe en la Sección 7.6.1. O'Rourke (2007) presenta un ejemplo de carga desequilibrada en un techo a dos aguas en forma de L.

Para techos de una sola pendiente que se cruzan y techos a dos aguas que se cruzan con pendientes superiores a  $7$  sobre  $12$ , ASCE 7 no requiere cargas desequilibradas. otro lado del valle. Como tal, la porción de valle del techo (área de drenaje pendiente arriba de la esquina entrante)

está obstruido y el factor de pendiente Cs debe basarse en las líneas "Todas las demás superficies" en la Fig. 7.4-1.

#### C7.6.2 Cargas de nieve desequilibradas para techos curvos. los

El método para determinar la pendiente del techo es el mismo que en la edición de 1995 de esta norma. Cs se basa en la pendiente real, no en una pendiente equivalente. Estas disposiciones no se aplican a los techos que son cóncavos hacia arriba. Para dichos techos, consulte la Sección C7.13.

**C7.6.3 Cargas de nieve desequilibradas para techos de placas plegadas múltiples, dientes de sierra y bóvedas de cañón.** Se ha establecido una pendiente mínima de 3/8 pulg./pie (1,79°) para evitar la necesidad de determinar cargas desequilibradas para la mayoría de los techos de membrana con drenaje interno que se inclinan hacia los drenajes internos. Los estudios de casos indican que pueden ocurrir cargas desequilibradas significativas cuando la pendiente de los techos a dos aguas múltiples es tan baja como 1/2 pulgada/pie (2,38°).

La carga de nieve desequilibrada en el valle es de 2pf /Ce para crear una carga desequilibrada total que no excede una carga de nieve del suelo uniformemente distribuida en la mayoría de las situaciones.

Los techos de dientes de sierra y otros techos de "arriba y abajo" con pendientes significativas tienden a ser vulnerables en áreas de fuertes nevadas por las siguientes razones:

1. Acumulan grandes cargas de nieve y por lo tanto son caro de construir.
2. Las ventanas y las características de ventilación en las caras inclinadas pronunciadas de dichos techos pueden bloquearse con la nieve acumulada y quedar inutilizables.
3. La infiltración de agua de deshielo es probable a través de huecos en las caras con pendientes pronunciadas si se construyen como muros, ya que el aguanieve se puede acumular en el valle durante el clima cálido. Esta acumulación puede promover el deterioro progresivo de la estructura.
4. Presión lateral de la nieve a la deriva contra el claristorio las ventanas pueden romper el vidrio.
5. El requisito de que la nieve sobre el valle no esté a una altura superior a la nieve sobre la cresta puede limitar la carga desequilibrada a menos de 2pf / Ce.

#### C7.6.4 Cargas de nieve desequilibradas para techos de cúpula. Esta

La disposición se basa en una disposición similar del Código Nacional de Construcción de Canadá de 1990.

### C7.7 DERIVAS EN CUBIERTAS INFERIORES (SOMBRA AERODINÁMICA)

Cuando ocurre una ola de fallas en las cargas de nieve durante un invierno particularmente severo, existe una tendencia natural para que las partes involucradas inicien aumentos generales en las cargas de nieve de diseño. Por lo general, esta es una forma técnicamente ineficaz y costosa de intentar resolver tales problemas porque la mayoría de las fallas asociadas con las cargas de nieve en los techos no son causadas por sobrecargas moderadas en cada pie cuadrado (metro cuadrado) del techo, sino por sobrecargas significativas localizadas causadas por la nieve arrastrada.

Las derivas se acumulan en los techos (incluso en los techos inclinados) a la sombra del viento de los techos más altos o las características del terreno. Los parapetos tienen el mismo efecto. El techo afectado puede estar influenciado por una parte más alta de la misma estructura o por otra estructura o característica del terreno cercana si la separación es de 20 pies (6,1 m) o menos. Cuando se construye una nueva estructura dentro de los 20 pies (6,1 m) de una estructura existente, también se deben investigar las posibilidades de deriva para la estructura existente (consulte las Secciones C7.7.2 y C7.12). La nieve que forma ventisqueros puede provenir del techo sobre el que se forma el ventisquero, de techos más altos o más bajos o, en ocasiones, del suelo.

Las disposiciones de carga de deriva de sotavento se basan en estudios de la nieve acumulada en los techos (Speck 1984; Taylor 1984; y O'Rourke et al.

1985, 1986). El tamaño de la deriva está relacionado con la cantidad de nieve desplazable cuantificada por la longitud del techo contra el viento y la carga de nieve en el suelo. Las cargas de deriva se consideran para cargas de nieve en el suelo tan bajas como 5 lb/ft<sup>2</sup> (0,24 kN/m<sup>2</sup>). Los estudios de casos muestran que, en regiones con bajas cargas de nieve sobre el suelo, una sola tormenta acompañada de fuertes vientos puede causar ventisqueros de 3 a 4 pies (0,9 a 1,2 m) de altura. El límite de altura de deriva a sotavento del 60 % de la longitud del techo inferior se aplica a las marquesinas y otros techos de nivel inferior con una pequeña proyección horizontal desde la pared del edificio. Se basa en un ángulo de reposo de 30° para la nieve arrastrada ( $\tan(30^\circ) = \text{altura de arrastre} / \text{longitud de arrastre} = 0,577 \approx 0,6$ ) y es coherente con las disposiciones de la Sección 7.6.1, que excluyen los techos con una inclinación superior a 7 sobre 12 de las disposiciones de deriva del techo a dos aguas (carga desequilibrada).

Un cambio de una edición anterior (1988) de esta norma involucra el ancho w cuando la altura de deriva hd de la figura 7.6-1 excede la altura libre hc. En esta situación, el ancho de la galería se toma como  $4h_2 d/h_c$  con un valor máximo de  $8h_c$ . Esta relación de ancho de galería se basa en equiparar el área de la sección transversal de esta galería (es decir,  $1/2h_c \times w$ ) con el área de la sección transversal de una galería triangular donde la altura de la galería no está limitada por hc (es decir,  $1/2hd \times 4hd$ ) como sugiere Zallen (1988). El límite superior del ancho de la deriva se basa en estudios realizados por Finney (1939) y Tabler (1975) que sugieren que una deriva "completa" tiene una elevación para correr de aproximadamente 1½6.5, y estudios de casos (Zallen 1988) que muestran derivas observadas con un aumento de la carrera superior a 1½10.

La relación de la altura de deriva en la figura 7.6-1 se basa en la nieve que cae de un techo alto contra el viento de un techo más bajo. El cambio de elevación donde se forma la deriva se denomina "paso de sotavento". Las derivas también se pueden formar en "pasos de barlovento". Un ejemplo es la deriva que se forma en el extremo a favor del viento de un techo que linda con una estructura más alta allí. La Fig. 7.7-1 muestra derivas de "paso de barlovento" y "paso de sotavento".

Para situaciones que tienen la misma cantidad de nieve disponible (es decir, techos superior e inferior de la misma longitud), las derivas que se forman en los pasos de sotavento son más grandes que las que se forman en los pasos de barlovento. En versiones anteriores de la norma, la altura de la deriva de barlovento se daba como  $1/2hd$  de la Fig. 7.6-1 usando la longitud del techo inferior para lu. Basado en un análisis de historias de casos en O'Rourke y De Angelis (2002), ahora se prescribe un valor de 3/4.

Dependiendo de la dirección del viento, cualquier cambio en la elevación entre los techos puede ser un paso a barlovento o a sotavento. Por lo tanto, la altura de una deriva se determina para cada dirección del viento, como se muestra en el Ejemplo 3 de este capítulo, y la mayor de las dos alturas se utiliza como deriva de diseño. La relación de la altura de la deriva en la Fig. 7.6-1 se basó en un conjunto de datos de derivas escalonadas del techo a sotavento para las cuales la distancia promedio de alcance contra el viento era de aproximadamente 170 pies (52 m). Desafortunadamente, la relación empírica proporciona resultados poco realistas para distancias de alcance de barlovento muy cortas y cargas de nieve en el suelo muy bajas. Por ejemplo, se calcularía una altura de deriva negativa para lu = 5 pies (1,5 m) y pg = 5 psf (0,96 kPa). En versiones anteriores de este estándar de carga, esta deficiencia se solucionó especificando un lu mínimo de 20 pies (6,1 m). En la edición de 2016, este requisito se modificó al señalar que no es necesario tomar hd como mayor que  $p_{\text{d}}l_{\text{sp}}g/n^{1/2}$ . Esta nueva relación límite se determinó asumiendo que toda la nieve contra el viento es transportada por el viento y que la eficiencia de atrapamiento (porcentaje de nieve transportada que permanece en la deriva) es del 50 %.

Las disposiciones de carga a la deriva cubren la mayoría de las situaciones, pero no todas. Finney (1939) y O'Rourke (1989) documentan una deriva mayor de lo que se hubiera esperado con base en la longitud del techo superior.

La deriva más grande se produjo cuando la nieve en un techo algo más bajo, contra el viento del techo superior, formó una deriva entre esos dos techos, lo que permitió que la nieve del techo inferior contra el viento fuera transportada hacia el techo superior y luego hacia la deriva en su lado a favor del viento. . Se sugirió que la suma de las longitudes de ambos techos podría usarse para calcular el tamaño de la deriva de sotavento. La situación de dos

Figura C7.7-1 Escalones de techo en serie

Los escalones del techo en serie fueron estudiados por O'Rourke y Kuskowski (2005). Para la geometría del techo esbozada en la Fig. C7.7-1, se demostró que el alcance efectivo contra el viento para la deriva a sotavento sobre el techo C causada por el viento de izquierda a derecha es  $LB \approx 0.75LA$ . Es decir, parte de la nieve que originalmente estaba en el techo A termina en el ventisquero de sotavento sobre el techo B, lo que reduce la cantidad de nieve disponible para la formación de ventisqueros sobre el techo C. Para el ventisquero de barlovento sobre el techo B causado por el viento de derecha a izquierda, se demostró que el alcance efectivo contra el viento era  $LB \approx 0.85LC$ . El análisis de las derivas de barlovento asumió que la diferencia de elevación entre los techos B y C era lo suficientemente pequeña como para permitir que la nieve que inicialmente estaba sobre el techo C fuera arrastrada hacia el techo B.

Generalmente, no se puede confiar en que la adición de una pared de parapeto en un techo alto reduzca sustancialmente la carga de nieve acumulada a sotavento en un techo inferior adyacente o contiguo. Esto es particularmente cierto para el caso de un solo parapeto de altura típica ubicado en el escalón del techo. Además, la adición de una pared de parapeto en un escalón del techo aumentaría el espacio disponible para la formación de corrientes de barlovento en la parte inferior del techo. El tema de la reducción potencial en el tamaño de la deriva a sotavento en un escalón de techo causado por una pared de parapeto se analiza con más detalle en O'Rourke (2007).

En otra situación (Kennedy et al. 1992), se creó una deriva de "punta" larga al final de un tragaluz largo con el viento a unos  $30^\circ$  del eje largo del tragaluz. La claraboya actuaba como guía o deflector que concentraba la nieve a la deriva. Esta acción provocó que se acumulara una gran deriva a sotavento del tragaluz. Esta deriva se replicó en un túnel de viento.

Como se muestra en la Fig. 7.7-2, la altura libre,  $hc$ , se determina con base en la suposición de que el techo superior está libre de nieve en las inmediaciones del ventisquero. Esta suposición es razonable para la deriva a barlovento, pero no necesariamente se cumple para la deriva a sotavento. Para la deriva a sotavento, la última parte del techo del nivel superior que se desprendería de la nieve es la parte adyacente al escalón del techo. Es decir, es posible que todavía haya nieve en el techo del nivel superior cuando la deriva del escalón del techo haya dejado de crecer.

Sin embargo, por simplicidad, se utiliza la misma suposición con respecto a la altura libre para las derivas tanto a sotavento como a barlovento.

Las pruebas en túneles de viento (Irwin et al. 1992; Isyumov y Mikitiuk 1992) y canaletas (O'Rourke y Weitman 1992) han demostrado ser muy valiosas para determinar patrones de deriva de nieve y cargas de deriva. Para techos de formas o configuraciones inusuales, pueden ser necesarias pruebas de túnel de viento o canal de agua para ayudar a definir las cargas de deriva. Actualmente se está desarrollando un estándar ASCE para pruebas en túnel de viento que incluye procedimientos para ayudar a determinar las cargas de nieve en los techos.

**C7.7.2 Estructuras Adyacentes.** Uno espera que se forme una deriva a sotavento en un techo inferior adyacente solo si el techo inferior es lo suficientemente bajo y lo suficientemente cerca como para estar en la región de sombra del viento (sombra aerodinámica) del techo superior como se muestra en la Fig. C7.7-2. Las disposiciones de la Sección 7.7.2 se basan en una región de sombra de viento que se arrastra desde el techo superior con una pendiente horizontal de 1 hacia abajo a 6.

Para derivas a barlovento, se deben utilizar los requisitos de la Sección 7.7.1. Sin embargo, la deriva resultante se puede truncar eliminando la deriva en la región de separación horizontal como se muestra en la figura C7.7-3.

**C7.7.3 Intersección de galerías en techos bajos.** La acumulación de nieve a la deriva desde direcciones de viento perpendiculares puede ocurrir simultáneamente a partir de eventos únicos o múltiples de viento y nieve para crear una carga de nieve acumulada que se cruza en las esquinas entrantes. Las dos derivas resultantes se combinan como se muestra en la figura 7.7-3, donde la carga de ventisqueros en la intersección de la deriva se basa en la deriva más grande, no en el efecto aditivo de las dos derivas (es decir, el diseño  $hd$  en la intersección es  $hd1 + hd2$ , pero no  $hd1$  agregado a  $hd2$ ). La dirección del viento en un sitio específico puede cambiar durante un solo evento de nieve.

#### C7.8 PROYECCIONES DE TECHO Y PARAPETOS

Los desniveles alrededor de los penthouses, las obstrucciones del techo y las paredes del parapeto también son del tipo de "paso de barlovento" porque la longitud del techo superior es pequeña o no existe un techo superior. Los paneles solares, el equipo mecánico, las paredes de parapeto y los penthouses son ejemplos de proyecciones de techos que pueden causar derivas "hacia el viento" en el techo que los rodea. Las disposiciones de carga de deriva en las Secciones 7.7 y 7.8 cubren la mayoría de estas situaciones adecuadamente, pero los colectores solares de placa plana pueden merecer atención adicional. Los techos equipados con varias filas de ellos están sujetos a cargas de nieve adicionales. Antes de que se instalaran los colectores, estos techos pueden haber soportado cargas mínimas de nieve, especialmente si fueron azotados por el viento. Primero, debido a que un techo con colectores tiende a estar algo "protegido" por los colectores, parece apropiado asumir que el techo está parcialmente expuesto y calcular una carga de nieve uniforme para toda el área como si los colectores no existieran. En segundo lugar, la nieve adicional que podría caer sobre los colectores y luego deslizarse sobre el techo debe calcularse utilizando la curva "Todas las demás superficies" de la figura 7.4-1b. Este valor debe aplicarse como una carga uniforme sobre el techo en la base de cada colector sobre un área

aproximadamente 2 pies (0,6 m) de ancho a lo largo del colector. La carga uniforme combinada con la carga en la base de cada colector probablemente representa una carga de diseño razonable para tales situaciones, excepto en áreas muy ventosas, donde se espera una gran acumulación de nieve entre los colectores. Al elevar los colectores al menos 2 pies (0,61 m) por encima de la altura de la nieve equilibrada en un sistema abierto de soportes estructurales, la posibilidad de deriva se reducirá significativamente. Finalmente, los colectores deben diseñarse para soportar una carga calculada utilizando la curva de "Superficies resbaladizas sin obstrucciones" en la figura 7.4-1a. Esta última carga no debe usarse en el diseño del techo porque ya se ha considerado la carga más pesada de nieve deslizante de los colectores.

La influencia de los colectores solares en la acumulación de nieve se discute en Corotis et al. (1979) y O'Rourke (1979).

Consulte la Sección C7.7 para obtener una descripción más detallada de los efectos que un muro de parapeto en un techo alto puede tener sobre la carga de nieve acumulada en un techo inferior adyacente o contiguo.

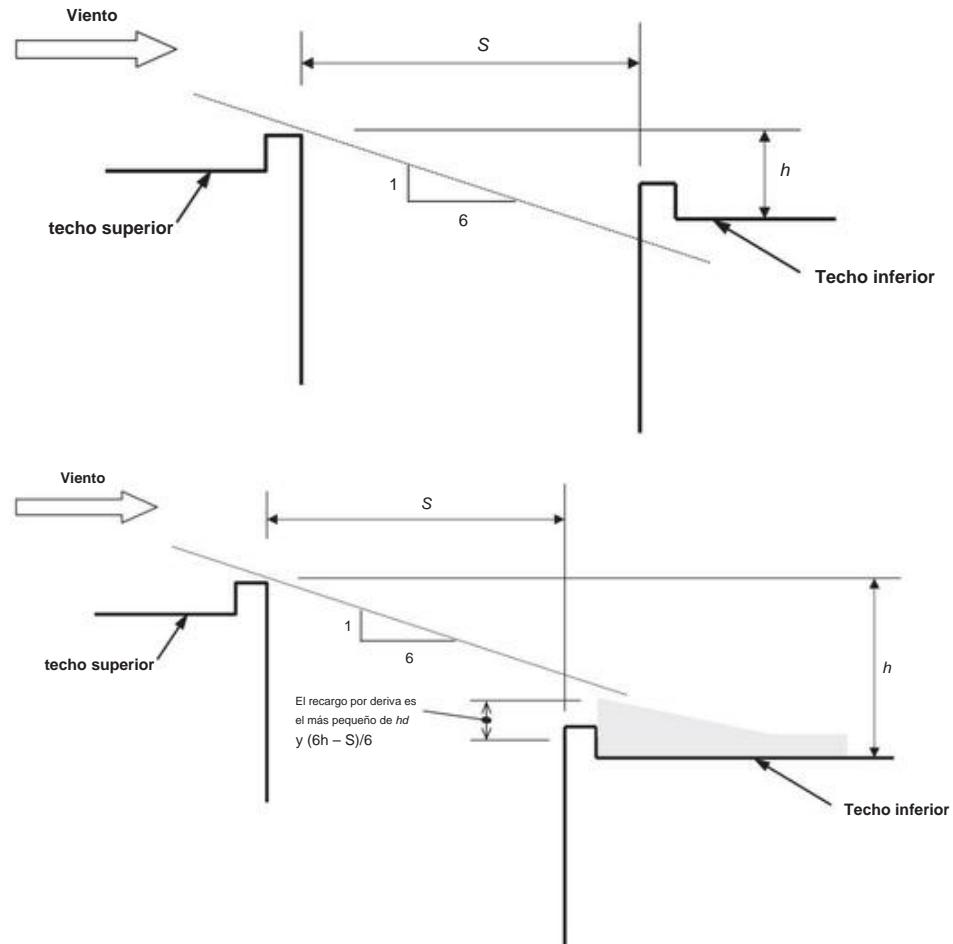


FIGURA C7.7-2 Ventisquero de sotavento en techo adyacente, separación  $S < 20$  pies (superior) Vista de elevación,  $S > 6H$ ; Techo inferior sobre la sombra del viento Región (sombra aerodinámica), sin deriva de sotavento en el techo inferior. (abajo) Vista en alzado,  $S < 6H$ ; Techo inferior dentro de Wind Shadow Región (sombra aerodinámica), deriva de sotavento en el techo inferior; La longitud de la deriva es la menor de  $(6H > S)$  y  $6HD$

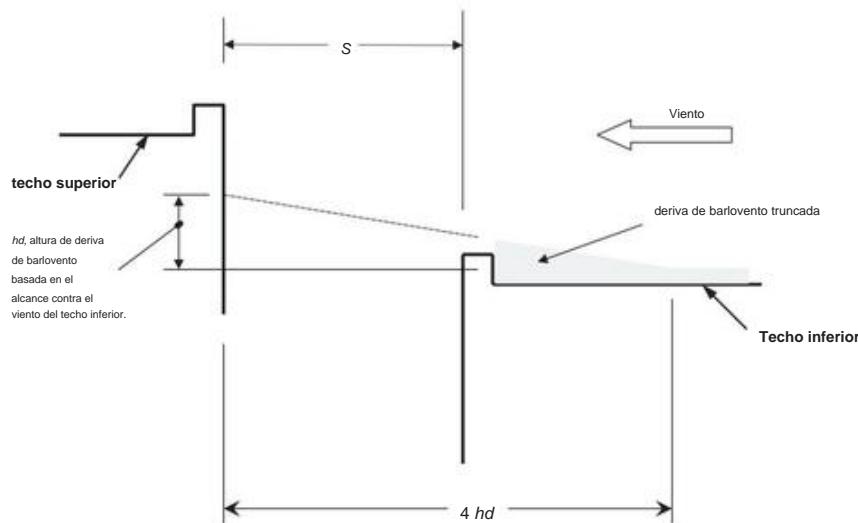


FIGURA C7.7-3 Ventisquero a barlovento en techo adyacente, separación  $S < 20$  pies

La acumulación de nieve arrastrada por el viento perpendicular direcciones pueden ocurrir concurrentemente desde uno o múltiples vientos y eventos de nieve para crear una carga de ventisquero de intersección en esquinas de muros de parapeto y salientes de techo que se cruzan. Donde

las dos derivas se cruzan, las cargas de deriva no necesitan superponerse para crear una altura de deriva combinada (aditiva) en la intersección de deriva. Las cargas de deriva individuales se basan en barlovento o sotavento deriva, como se indica en la Sección 7.8, y la única diferencia con

las derivas que se cruzan es la determinación de la carga de deriva gobernante donde se juntan las dos derivas.

#### C7.9 NIEVE DESLIZANTE

Deben evitarse las situaciones que permiten que la nieve se deslice hacia los techos más bajos ([Paine 1988](#)). Cuando esto no sea posible, se debe considerar la carga adicional de la nieve deslizante. Se ha observado que los techos con poca pendiente arrojan cargas de nieve por deslizamiento.

El lugar de descanso final de cualquier nieve que se deslice de un techo más alto a un techo más bajo depende del tamaño, la posición y la orientación de cada techo ([Taylor 1983](#)). La distribución de las cargas deslizantes puede variar desde una carga uniforme de 1,5 m (5 pies) de ancho, si existe un desplazamiento vertical significativo entre los dos techos, hasta una carga uniforme de 6,1 m (20 pies) de ancho, donde hay una pendiente baja. el techo superior desliza su carga sobre un segundo techo que está solo unos pocos pies (alrededor de un metro) más bajo o donde los ventisqueros en el techo inferior crean una superficie inclinada que promueve el movimiento lateral de la nieve que se desliza.

En algunos casos, se puede esperar que una parte de la nieve resbaladiza se deslice fuera del techo inferior. No obstante, es prudente diseñar el techo inferior para una parte sustancial de la carga de deslizamiento para tener en cuenta cualquier efecto dinámico que pueda estar asociado con el deslizamiento de nieve.

Se necesitan dispositivos de retención de nieve en algunos techos para evitar daños en el techo y eliminar los peligros asociados con el deslizamiento de nieve ([Tobiasson et al. 1996](#)). Cuando se agregan dispositivos de retención de nieve a un techo inclinado, se puede esperar que aumenten las cargas de nieve en el techo. Por lo tanto, puede ser necesario reforzar un techo antes de agregar dispositivos de retención de nieve. Al diseñar un techo que probablemente necesitará dispositivos de retención de nieve en el futuro, puede ser apropiado usar las curvas de "Todas las demás superficies" en la Fig. 7.4-1, no las curvas de "Superficies resbaladizas sin obstrucciones".

El diseño de los dispositivos de retención de nieve, sus anclajes y sus elementos de soporte debe tener en cuenta la carga máxima total de nieve del techo de diseño pendiente arriba del dispositivo de retención de nieve (incluida la carga de nieve del techo inclinado, el recargo por deriva, las cargas desequilibradas y las cargas de nieve deslizante) y la resultante fuerza causada por la pendiente del techo. Véase Tobiasson et al. ([1996](#)) para obtener más información sobre los efectos de la pendiente del techo en la fuerza del dispositivo de retención de nieve. Los dispositivos de retención de nieve, sus anclajes y sus elementos estructurales de soporte deben considerar las cargas tributarias de nieve de un área de forma trapezoidal con un límite en el borde del dispositivo de retención de nieve que se extiende cuesta arriba a 45 grados desde la vertical hasta la cumbre (Fig. C7 .9-1) o hasta donde la área tributaria se encuentra con un área tributaria adyacente.

La fricción entre la nieve y la superficie del techo normalmente se toma como cero cuando se calcula la carga resultante en el dispositivo de retención de nieve.

La nieve deslizante también se debe considerar en los cambios en la pendiente del techo donde un techo más alto y empinado se encuentra con un techo más bajo y menos empinado (donde la diferencia en la pendiente es mayor que 2 sobre 12). Cuando ocurre esta condición, el techo bajo evita que el techo alto se descargue por completo porque el techo bajo se desliza más gradualmente o no se desliza en absoluto. En este caso, la nieve acumulada en el cambio de pendiente del techo excede el pf de cualquiera de los dos techos.

Al diseñar los elementos estructurales del edificio en el cambio de pendiente del techo, un enfoque racional sería tomar la nieve que se desliza (0,4 pf W) y distribuirla a una distancia de W/4 a cada lado del cambio de pendiente del techo, acumulándola con el diseño distribuido nieve pf .

#### C7.10 CARGA DE RECARGO POR LLUVIA SOBRE NIEVE

Las mediciones de la carga de nieve sobre el suelo en las que se basa esta norma contienen los efectos de carga de la lluvia ligera sobre la nieve. Sin embargo, debido a que las fuertes lluvias se filtran a través de las capas de nieve y pueden escurrirse, es posible que no se incluyan en los valores medidos.

Cuando pg es mayor que 20 lb/ft<sup>2</sup> (0,96 kN/m<sup>2</sup>), se supone que se ha medido todo el efecto lluvia sobre nieve y se ha no se necesita un recargo separado por lluvia sobre nieve. La carga temporal sobre el techo aportada por una fuerte lluvia puede ser significativa. Su magnitud depende de la duración e intensidad de la tormenta de diseño, las características de drenaje de la nieve en el techo, la geometría del techo y el tipo de drenaje provisto.

Las cargas asociadas con la lluvia sobre la nieve se discuten en Colbeck ([1977a, b](#)) y O'Rourke y Downey ([2001](#)).

O'Rourke y Downey ([2001](#)) muestran que la sobrecarga de lluvia sobre nieve es una función creciente de la distancia entre el alero y la cumbre y una función decreciente de la pendiente del techo. Es decir, los recargas por lluvia sobre nieve son mayores para techos anchos y de poca pendiente. La pendiente mínima refleja esa relación funcional.

El siguiente ejemplo ilustra la evaluación del recargo por lluvia sobre nieve. Considere un techo monopendiente con pendiente de 1/4 sobre 12 y un ancho de 100 pies (30,5 m) con Ce = 1,0, Ct = 1,1, I = 1,2 y pg = 15 psf (0,72 kN/m<sup>2</sup>). Como Cs = 1,0 para una pendiente de 1/4 en 12, ps = 0,701,0p01,1p01,0p01,2p015p = 14 psf (0,67 kN/m<sup>2</sup>). Debido a que la pendiente del techo de 1,19° es menor que 100/50 = 2,0, el recargo de 5 psf (0,24 kN/m<sup>2</sup>) se agrega a ps, lo que da como resultado una carga de diseño de 19 psf (0,91 kN/m<sup>2</sup>). Debido a que la pendiente es menor a 15°, la carga mínima de 7.34 es

FIGURA C7.9-1 Vista en planta de las cargas de nieve tributarias para el dispositivo de retención de nieve

$I \times pg = 1.2015b = 18 \text{ psf}$  ( $0.86 \text{ kN/m}^2$ ). Por lo tanto, la lluvia en controles de carga modificados para la nieve.

#### C7.11 INESTABILIDAD POR ENCHARCamiento

Donde no exista una pendiente adecuada para el drenaje, o donde los drenajes estén bloqueados por el hielo, el agua derretida de la nieve y la lluvia pueden acumularse en las áreas bajas. Las estructuras con calefacción intermitente en regiones muy frías son particularmente susceptibles a bloqueos de desagües por hielo. Un techo diseñado sin pendiente o uno inclinado con solo  $1/8$  pulg./pie ( $0.6^\circ$ ) hacia los desagües internos probablemente contenga puntos bajos alejados de los desagües en el momento en que se construya. Cuando se agrega una gran carga de nieve a dicho techo, es aún más probable que existan puntos bajos sin drenaje. A medida que el agua de lluvia o el agua de deshielo fluye hacia áreas tan bajas, estas áreas tienden a desviarse cada vez más, lo que permite que se forme un estanque más profundo. Si la estructura no posee suficiente rigidez para resistir esta progresión, puede resultar en una falla por sobrecarga localizada. Este mecanismo ha sido responsable de varias fallas del techo bajo cargas combinadas de lluvia y nieve.

Es muy importante tener en cuenta las deflexiones del techo causadas por las cargas de nieve al determinar la probabilidad de inestabilidad por estancamiento debido a la lluvia sobre nieve o al deshielo de la nieve.

Los techos con drenaje interno deben tener una pendiente de al menos  $1/4$  pulg./pie ( $1.19^\circ$ ) para proporcionar un drenaje positivo y minimizar la posibilidad de estancamiento. Las pendientes de  $1/4$  pulg./pie ( $1.19^\circ$ ) o más también son efectivas para reducir las cargas máximas generadas por las fuertes lluvias primaverales sobre la nieve. Las mejoras significativas en el desempeño de las membranas impermeabilizantes cuando están inclinadas para drenar brindan un incentivo adicional para construir un drenaje positivo en los techos.

Las cargas de lluvia y la inestabilidad del encharcamiento se analizan en detalle en el Capítulo 8.

#### C7.12 TECHOS EXISTENTES

Numerosos techos existentes fallaron cuando las adiciones o los nuevos edificios cercanos causaron que las cargas de nieve aumentaran en el techo existente. Una edición anterior (1988) de esta norma mencionó este tema solo en su comentario donde no era una disposición obligatoria.

La edición de 1995 movió este problema al estándar.

La adición de un techo a dos aguas junto con un techo a dos aguas existente, como se muestra en la Fig. C7.12-1, probablemente explica por qué algunos de estos edificios metálicos fallaron en el sur durante el invierno de 1992–1993. El cambio de un techo a dos aguas simple a un techo de placas plegadas múltiples aumentó las cargas sobre el techo original, como era de esperar de la Sección 7.6.3. Desafortunadamente, los techos originales no se reforzaron para tener en cuenta estas cargas adicionales y se derrumbaron.

Si los aleros del nuevo techo en la Fig. C7.12-1 hubieran sido algo más altos que los aleros del techo existente, el factor de exposición  $C_e$  para el techo original podría haber aumentado, aumentando así las cargas de nieve sobre él. Además, también deberían tenerse en cuenta las cargas de deriva y las cargas de deslizamiento de nieve.

FIGURA C7.12-1 Se crea un valle en el que se acumulará la nieve cuando se agrega un nuevo techo a dos aguas junto con el techo a dos aguas existente

#### C7.13 NIEVE EN ESTRUCTURAS DE EQUIPO DE MARCO ABIERTO

Las cargas de nieve se deben considerar en todos los niveles de las estructuras de armazón abierto que pueden retener nieve. Se deben considerar las acumulaciones de nieve en el piso, equipos, bandejas de cables y tuberías.

También se deben considerar los efectos de cornisas de nieve que impactan la acumulación de nieve en superficies como rejillas, tuberías, bandejas de cables y equipos. Se considera que las rejillas retienen la nieve debido al efecto de cornisa de la nieve entre las rejillas.

C7.13.2 Nieve en Niveles por debajo del Nivel Superior. En ausencia de información específica del sitio, la longitud de la zona cargada se aproxima por conveniencia como la distancia vertical al nivel de cobertura superior.

La nieve a la deriva en niveles por debajo de los niveles superiores causada por paredes de viento puede ignorarse debido a la acumulación limitada de nieve en tales niveles.

C7.13.3 Cargas de nieve sobre tuberías y bandejas portacables. La carga de nieve en cualquier estante de tubería o puente de tubería se produce debido a la carga de nieve en las tuberías y bandejas de cables en cada nivel. Para bastidores de tuberías y puentes de tuberías de más de 12 pies (4 m) donde los espacios entre las tuberías individuales son menores que el diámetro de la tubería (incluido el aislamiento), se deben aplicar las Secciones 7.13.1 y 7.13.2.

C7.13.4 Cargas de nieve sobre equipos y plataformas de equipos. Para los criterios de carga, se considerarán las condiciones prolongadas fuera de servicio de los equipos, en particular los equipos que a menudo están fuera de servicio durante todo el invierno.

#### C7.14 OTROS TECHOS Y SITIOS

Se han utilizado con éxito estudios de modelos de túneles de viento, pruebas similares que utilizan fluidos distintos del aire, por ejemplo, canales de agua y otros métodos experimentales y computacionales especiales para establecer las cargas de nieve de diseño para otras geometrías de techo y sitios complicados (Irwin et al. 1992; Isyumov y Mikitiuk 1992; O'Rourke y Weitman 1992). Para ser confiables, tales métodos deben reproducir las características medias y turbulentas del viento y la forma en que las partículas de nieve se depositan en los techos y luego se redistribuyen por la acción del viento. La confiabilidad debe demostrarse mediante comparaciones con situaciones para las que se dispone de experiencia a gran escala.

Ejemplos. Los siguientes tres ejemplos ilustran el método utilizado para establecer las cargas de nieve de diseño para algunas de las situaciones discutidas en este estándar. Se encuentran ejemplos adicionales en O'Rourke y Wrenn (2004).

Ejemplo 1: Determine las cargas de nieve de diseño equilibradas y desequilibradas para un complejo de apartamentos en un suburbio de Hartford, Connecticut. Cada unidad tiene un techo a dos aguas sin ventilación con pendiente de 8 sobre 12. La longitud del edificio es de 100 pies (30,5 m) y la distancia entre el alero y la cumbre,  $W$ , es de 30 pies (9,1 m). Las tejas de composición revisten los techos.

Se plantarán árboles entre los edificios.

Carga de nieve de techo plano:

$$pf = 0.7CeCtIs$$

donde

$pg = 30 \text{ lb/ft}^2$  ( $1.44 \text{ kN/m}^2$ ) (de la Fig. 7.2-1),  $C_e = 1.0$  (de la Tabla 7.3-1 para la categoría B de rugosidad superficial

y un techo parcialmente expuesto),

$Ct = 1.0$  (de la Tabla 7.3-2) e  $Is$

$= 1.0$  (de la Tabla 1.5-2).

Por lo tanto,  $pf = 0.7 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 30 = 21 \text{ lb/ft}^2$  (carga balanceada), (en SI,  $pf = 0.7 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.44 = 1.01 \text{ kN/m}^2$ ).

Debido a que la pendiente del techo es mayor a  $15^\circ$ , el techo mínimo carga de nieve,  $p_m$ , no se aplica (consulte la Sección 7.3.4).

Carga de nieve de techo inclinado:

$$ps = Cspf \text{ donde } Cs = 1.0$$

(usando la linea "Todas las demás superficies" [o sólida], Fig. 7.4-1a).

Por lo tanto,  $ps = 1,00 \cdot 21 = 19 \text{ lb/ft}^2$

(en SI,  $ps = 1,00 \cdot 1,01 = 0,92 \text{ kN/m}^2$ ).

Carga de nieve desequilibrada: debido a que la pendiente del techo es mayor que 1/2 sobre 12 ( $2,38^\circ$ ), se deben considerar las cargas desequilibradas.

Para  $pg = 30 \text{ psf}$  ( $1,44 \text{ kN/m}^2$ ) y  $W = lu = 30 \text{ pies}$  ( $9,14 \text{ m}$ ),  $hd = 1,86 \text{ pies}$  ( $0,56 \text{ m}$ ) de la figura 7.6-1 y  $\gamma = 17,9 \text{pcf}$  ( $2,80 \text{ kN/m}^3$ ) de la ecuación . (7.7-1). Para un techo de 6 sobre 12,  $S=2,0$  y  $S_p$ , por lo tanto, la intensidad de la sobrecarga de deriva, ( $1,31 \text{ kN/m}^2$ ), y su extensión horizontal  $8 S_p hd/3$  es 7,0 pies ( $2,14 \text{ m}$ ) ( $23,5 \text{ psf}$

Recargo por lluvia sobre nieve: No es necesario considerar una carga de recargo por lluvia sobre nieve porque  $pg > 20 \text{ psf}$  ( $0,96 \text{ kN/m}^2$ ) (consulte la Sección 7.10). Consulte la Fig. C7.14-1 para ambas condiciones de carga.

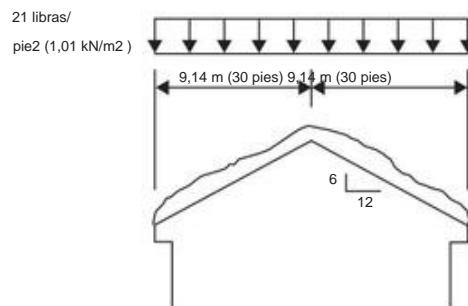
Ejemplo 2: Determine la carga de nieve del techo para un teatro abovedado con capacidad para 450 personas, planificado para un suburbio de Chicago, Illinois. El edificio es la estructura más alta de un complejo comercial rodeado por un estacionamiento. Dos grandes árboles de hoja caduca se encuentran en un área cerca de la entrada. El edificio tiene una luz de  $24,4 \text{ m}$  (80 pies) y un techo de hormigón estructural de arco circular de  $4,6 \text{ m}$  (15 pies) de altura cubierto con aislamiento y techos construidos con superficie de agregado. El sistema de techo sin ventilación tiene una resistencia térmica de  $20 \text{ ft}^2 \text{ hr } ^\circ\text{F/Btu}$  ( $3,5 \text{ Km}^2/\text{W}$ ). Se espera que la estructura esté expuesta a vientos durante su vida útil.

Carga de nieve de techo plano:

$$pf = 0,7CeCtIsPg$$

donde

$pg = 25 \text{ lb/ft}^2$  ( $1,20 \text{ kN/m}^2$ ) (de la Fig. 7.2-1),  $Ce = 0,9$  (de la Tabla 7.3-1 para la categoría de rugosidad superficial B y un techo completamente expuesto),  $Ct = 1,0$  (de la Tabla 7.3-2), y  $Is = 1,1$  (de la Tabla 1.5-2).



(a) Condición equilibrada

Por lo tanto,  $pf = 0,7 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 25 = 17 \text{ lb/ft}^2$ . En SI,  $pf = 0,7 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 19 = 0,83 \text{ kN/m}^2$ .

Tangente del ángulo vertical del alero a la corona =  $15/40 = 0,375$ .

Ángulo =  $21^\circ$ .

Debido a que el ángulo vertical supera los  $10^\circ$ , el techo mínimo carga de nieve,  $p_m$ , no se aplica. Consulte la Sección 7.3.4.

Carga de nieve de techo inclinado:

$$ps = Cspf$$

De la figura 7.4-1a,  $Cs = 1,0$  hasta que la pendiente supere los  $30^\circ$ , que (por geometría) es de 30 pies ( $9,1 \text{ m}$ ) desde la línea central. En esta área,  $ps = 17 \text{ lb/ft}^2$  (en SI  $ps = 0,83 \text{ kN/m}^2$ ).

En los aleros, donde la pendiente es (por geometría)  $41^\circ$ ,  $Cs = 0,72$  y  $ps = 17 \cdot 0,72 = 12 \text{ lb/ft}^2$  (en SI  $ps = 0,83 \cdot 0,72 = 0,60 \text{ kN/m}^2$ ). Detrás de la corona ( $41^\circ$ ), se aplica la carga del Caso II.

Carga de nieve desequilibrada: debido a que el ángulo vertical desde los aleros hasta la corona es mayor de  $10^\circ$  y menor de  $60^\circ$ , se deben considerar cargas de nieve desequilibradas.

Carga desequilibrada en la corona =  $0,5pf = 0,5 \cdot 17 = 9 \text{ lb/ft}^2$  (en SI,  $= 0,5 \cdot 0,83 = 0,41 \text{ kN/m}^2$ ).

Carga desequilibrada en el punto de  $30^\circ$  =  $2pfCs/Ce = 2 \cdot 17 \cdot 1,0 / 0,9 = 38 \text{ lb/ft}^2$  (en SI,  $= 200 \cdot 0,83 \cdot 1,0 / 0,9 = 1,84 \text{ kN/m}^2$ ).

Carga desequilibrada en los aleros =  $2 \cdot 17 \cdot 0,72 / 0,9 = 27 \text{ lb/ft}^2$  (en SI,  $= 200 \cdot 0,83 \cdot 0,72 / 0,9 = 1,33 \text{ kN/m}^2$ ).

Recargo por lluvia sobre nieve: No es necesario considerar una carga de recargo por lluvia sobre nieve porque  $pg > 20 \text{ psf}$  ( $0,96 \text{ kN/m}^2$ ) (consulte la Sección 7.10). Vea la Fig. C7.14-2 para ambas condiciones de carga.

Ejemplo 3: Determinar las cargas de nieve de diseño para los techos planos superior e inferior de un edificio ubicado donde  $pg = 40 \text{ lb/ft}^2$  ( $1,92 \text{ kN/m}^2$ ). La diferencia de elevación entre los techos es de 10 pies (3 m). La parte alta sin ventilación de 100 pies  $\times$  100 pies ( $30,5 \text{ m} \times 30,5 \text{ m}$ ) se calienta, y la parte baja de 170 pies (51,8 m) de ancho y 100 pies (30,5 m) de largo es un área de almacenamiento sin calefacción. El edificio está en un parque industrial en un campo abierto y plano sin árboles ni otras estructuras que ofrezcan refugio.

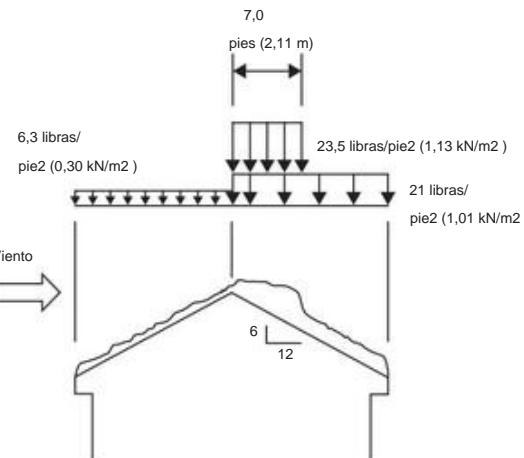


FIGURA C7.14-1 Cargas de nieve de diseño para el ejemplo 1

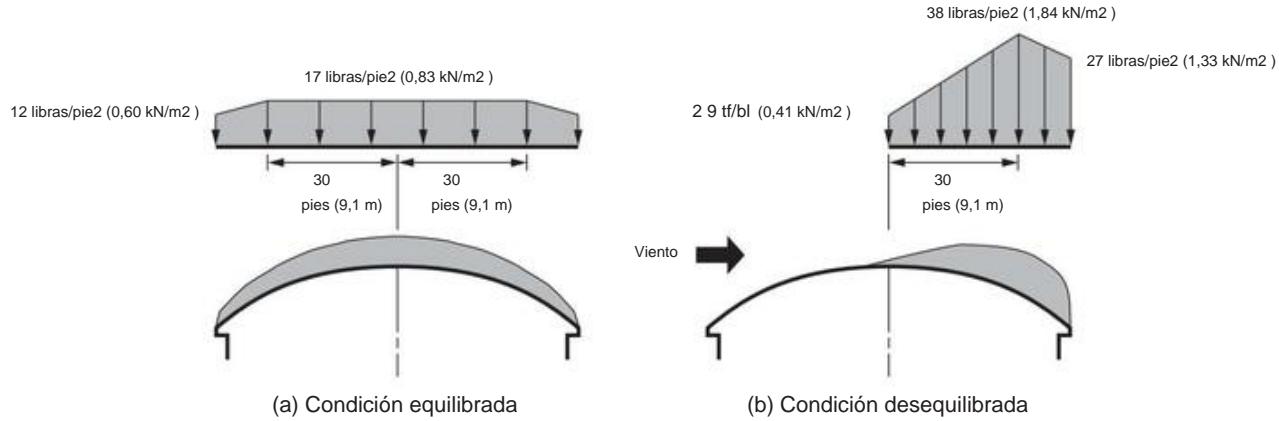


FIGURA C7.14-2 Cargas de nieve de diseño para el ejemplo 2

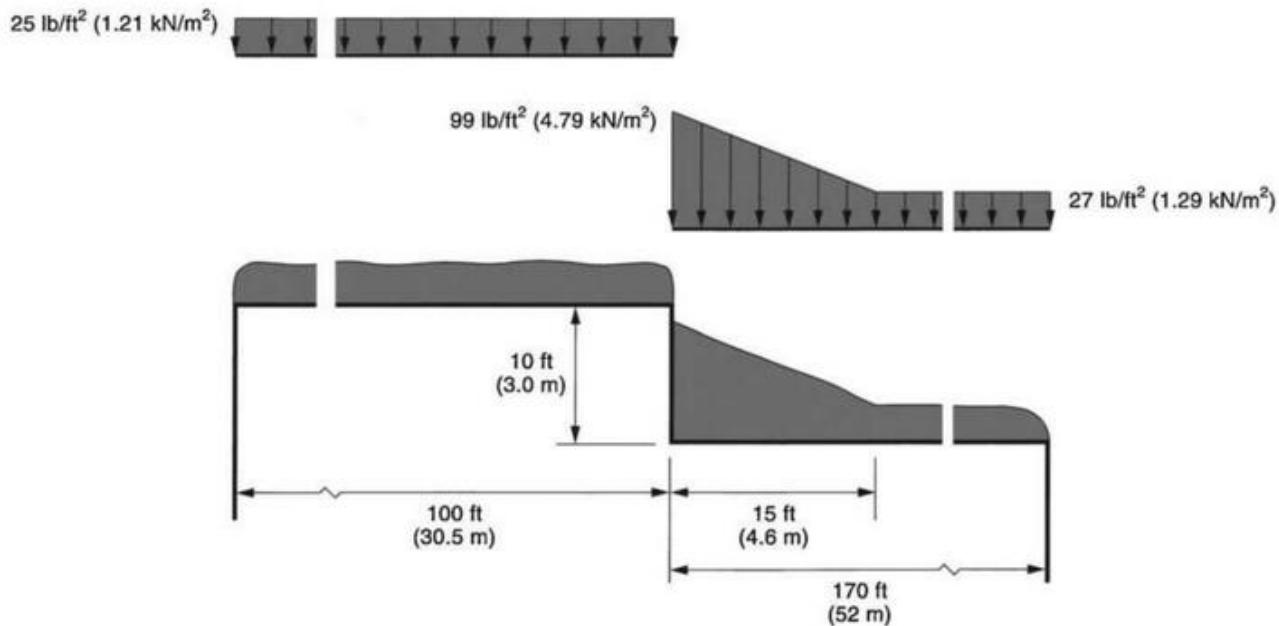


FIGURA C7.14-3 Cargas de nieve de diseño para el ejemplo 3

### Techo Alto:

pf =0.7CeCtlspg

donde

$\rho g = 40 \text{ lb/ft}^2 (1,92 \text{ kN/m}^2)$  (dato),  $C_e = 0,9$  (de la Tabla 7.3-1),  $C_t = 1,0$  (de la Tabla 7.3-2) e  $I_s = 1,0$  (de la Tabla 1.5-2).

Así,  $p_f = 0.7 \cdot 0.9 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 40 = 25 \text{ lb/ft}^2$  En SI,  $p_f = 0.7 \cdot 0.9 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.92 = 1.21 \text{ kN/m}^2$

Debido a que  $pg = 40 \text{ lb/ft}^2$  ( $1,92 \text{ kN/m}^2$ ) e  $Is = 1,0$ , el valor mínimo de carga de nieve en el techo de  $pm = 20\delta 1,0b = 20 \text{ lb/ft}^2$  ( $0,96 \text{ kN/m}^2$ ) y, por lo tanto, no controla (consulte la Sección 7.3.4).

Techo bajo:

$\eta_f = 0.7$

donde

$pg = 40 \text{ lb/ft}^2 (1,92 \text{ kN/m}^2)$  (dato),  $Ce = 1,0$  (de la Tabla 7.3-1) parcialmente expuesto debido a la presencia de un techo alto,  $Ct = 1,2$  (de la Tabla 7.3-2) e  $Is = 0,8$  (de la Tabla 1.5-2).

Por lo tanto,  $p_f = 0.7 \cdot 1.0 \cdot 1.2 \cdot 0.8 \cdot 40 = 27 \text{ lb/ft}^2$  En SI,  $p_f = 0.7 \cdot 1.0 \cdot 1.2 \cdot 0.8 \cdot 1.92 = 1.29 \text{ kN/m}^2$ .

Debido a que  $p = 40 \text{ lb/ft}^2$  ( $1,92 \text{ kN/m}^2$ ) e  $Is = 0,8$ , el valor mínimo de carga de nieve en el techo de  $pm = 20\delta_0,8B = 16 \text{ lb/ft}^2$  ( $0,77 \text{ kN/m}^2$ ) y, por lo tanto, no controla (consulte la Sección 7.3.4).

#### Cálculo de carga de derivación

$$\ddot{y} = 0,13\ddot{d}40 \text{ p } b 14 = 19 \text{ lb/ft}^3 \text{ En}$$

$hb = pf / 19 = 27/19 = 1,4$  pies  
En el SI,  $hb = 1,29/3,02 = 0,43$  m.

$hc = 10 \times 1,4 = 8,6$  pies  
En el SI,  $hc = 3,05 \times 0,43 = 2,62$  m.

$hc/hb = 8,6/1,4 = 6,1$  En  
SI,  $hc/hb = 2,62/0,43 = 6,1$ .

Debido a que  $hc/hb \geq 0,2$ , se deben considerar las cargas de deriva (consulte la Sección 7.7.1).

$hd$  (paso de sotavento) = 3,8 pies (1,16 m)  
(Fig. 7.6-1 con  $pg = 40 \text{ lb/ft}^2$  (1,92 kN/m<sup>2</sup>) y  $lu = 100 \text{ ft}$  [30,5 m])

$hd$  (paso de barlovento) =  $3/4 \times 4,8$  pies (1,5 m) =  
3,6 pies (1,1 m) (4,8 pies [1,5 m] de la figura 7.6-1)  
con  $p = 40 \text{ lb/ft}^2$  [1,92 kN/m<sup>2</sup>] y  $lu$  = longitud del techo inferior  
= 170 pies [52 m])

Gobierna la deriva de sotavento, use  $hd = 3,8$  pies (1,16 m)  
Porque  $hd < hc$ ,  $hd$

= 3,8 pies (1,16 m)  $w=4hd$   
= 15,2 pies (4,64 m), digamos, 15 pies (4,6 m)  $pd = hd \times$   
 $= 3,8 \times 15 = 57 \text{ lb/ft}^2$  En SI,  $pd = 1,16 \times 57 = 3,50 \text{ kN/m}^2$ )

Recargo por lluvia sobre nieve: no es necesario considerar una carga de recargo por lluvia sobre nieve porque  $pg$  es superior a 20 lb/ft<sup>2</sup> (0,96 kN/m<sup>2</sup>). Consulte la Fig. C7.14-3 para ver las cargas de nieve en ambos techos.

## REFERENCIAS

- Al Hatailah, H., Godfrey, BL, Nielsen, RJ y Sack, RL (2015). "Cargas de nieve en el suelo para Idaho". Universidad Informe del Departamento de Ingeniería Civil de Idaho, Moscú, ID. <http://www.lib.uidaho.edu/digital/idahosnow>.
- Marrón, J. (1970). "Un enfoque para la evaluación de la carga de nieve". Proc., 38.<sup>a</sup> Conferencia de Nieve del Oeste, Conferencia de Nieve del Oeste, Brush Prairie, WA. <http://www.westernsnowconference.org/node/984>.
- Colbeck, SC (1977a). "Cargas en el techo resultantes de la lluvia sobre nieve: resultados de un modelo físico". Poder. J. Civil Eng., 4, 482–490.
- Colbeck, SC (1977b). "Cargas de nieve resultantes de la lluvia sobre nieve". nosotros Ejército, Informe CRREL 77-12, Laboratorio de Ingeniería e Investigación de Regiones Fías, Hanover, NH.
- Corotis, RB, Dowding, CH y Rossow, EC (1979). "Acumulación de nieve y hielo en instalaciones de colectores solares en el área metropolitana de Chicago". NBS-GCR-79 181, Departamento de Comercio de EE. UU., Oficina Nacional de Normas, Washington, DC.
- Curtis, J. y Grimes, G. (2004). Atlas climático de Wyoming, Departamento de Civil y Arch. Ing., Univ. de Wyoming, Capítulo 5, 81–92. <http://www.wrds.uwyo.edu/wrds/wsc/climateatlas/snow.html>; y <http://www.wy.ncrs.usda.gov/snotel/Wyoming/wyoming.html>. de Marne, H. (1988). "Experiencia de campo en control y prevención de fugas de presas de hielo en Nueva Inglaterra". proc. 1.<sup>o</sup> internacional Conf. on Snow Eng., CRREL Special Report 89-67, Laboratorio de Ingeniería e Investigación de Regiones Fías del Ejército de EE. UU., Hanover, NH.
- Ellington, B. y Redfield, R. (1983). "Cargas de nieve en el suelo para estructuras diseño". J. Estructura. Eng., 109(4), 950–964.
- Elliott, M. (1975). "Criterios de carga de nieve para el oeste de los Estados Unidos, historias de casos y estado del arte". proc. Primera Conferencia de los Estados del Oeste. de Asociaciones de Ingenieros Estructurales. Sun River, Oregón.
- Finney, E. (1939). "Control de deriva de nieve mediante el diseño de carreteras". Toro. 86, Estación de Ingeniería de la Universidad Estatal de Michigan, Lansing, MI.
- Grange, HL y Hendricks, LT (1976). "Comportamiento de la nieve en el techo y prevención de la acumulación de hielo en viviendas residenciales", Ext. Toro. 399, Universidad de Minnesota, Servicio de Extensión Agrícola, St. Paul, MN.
- Irwin, P., William, C., Gamle, S. y Retzlaff, R. (1992). "Predicción de nieve en Toronto y la Cordillera de los Andes: Capacidades de simulación FAE". Proc., 2.<sup>o</sup> internacional. Conf. on Snow Engineering, CRREL Special Report 92-27, EE. UU.
- Laboratorio de Ingeniería e Investigación de Regiones Fías del Ejército, Hanover, NH.
- Isyumov, N. y Mikitiuk, M. (1992). "Modelado en túnel de viento de la acumulación de nieve en grandes techos". Proc., 2.<sup>o</sup> internacional. Conf. en ingeniería de nieve,
- CRREL Special Report 92-27, Laboratorio de Ingeniería e Investigación de Regiones Fías del Ejército de EE. UU., Hanover, NH.
- Kennedy, D., Isyumov, M. y Mikitiuk, M. (1992). "La efectividad de las disposiciones del código para acumulaciones de nieve en techos escalonados". Proc., 2.<sup>o</sup> internacional. Conf. on Snow Engineering, CRREL Special Report 92-27, Laboratorio de Ingeniería e Investigación de Regiones Fías del Ejército de EE. UU., Hanover, NH.
- Klinge, AF (1978). "Represas de hielo". Música pop. Ciencias, 119–120.
- Lorenzen, RT (1970). "Observaciones de las cargas de nieve y viento que precipitan las fallas de los edificios en el estado de Nueva York, 1969–1970". Reunión de la Región del Atlántico Norte de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Agrícolas, Documento NA 70-305, Sociedad Estadounidense de Ingenieros Agrícolas, St. Joseph, MO.
- Lutes, DA y Schriever, WR (1971). "Acumulación de nieve en Canadá: Historias de casos: II. Ottawa." Consejo Nacional de Investigación de Canadá, DBR Technical Paper 339, NRCC 11915.
- Mackinlay, I. (1988). "Diseño arquitectónico en regiones de nieve y hielo". proc. 1.<sup>o</sup> internacional Conf. on Snow Engineering, CRREL Special Report 89-67, US Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, NH.
- Mackinlay, I. y Willis, WE (1965). Diseño de país de nieve, Nacional Dotación para las Artes, Washington, DC.
- Maji, Ak (1999). Base de datos de carga de nieve en tierra para Nuevo México, Univ. de Nuevo México, Albuquerque.
- Meehan, JF (1979). "Cargas de nieve y fallas en el techo". Proc., Asociación de Ingenieros Estructurales de California. Asociación de Ingenieros Estructurales de California, San Francisco.
- Mitchell, GR (1978). "Cargas de nieve en los techos: un informe provisional sobre una encuesta". Carga de viento y nieve, Construction Press, Lancaster, Reino Unido, 177–190.
- Asociación Nacional de Fabricantes de Invernaderos. (1988). "Cargas de diseño en estructuras de invernaderos". Taylors, SC.
- Consejo Nacional de Investigación de Canadá. (1990). Código de construcción nacional de Canadá 1990, Ottawa.
- Newark, M. (1984). "Una nueva mirada a las cargas de nieve en tierra en Canadá". Proc., 41<sup>a</sup> Conferencia de Nieve del Este, 7–8 de junio de 1984, New Carrollton, MD, 37–48.
- O'Rourke, M. (1989). "Discusión de 'Colapso de techo bajo carga de ventisquero y criterios de diseño de ventisqueros'". J. Perform. Constr. Fácil., 3(4), 266–268.
- O'Rourke, M. (2007). "Cargas de nieve: una guía para las disposiciones de carga de nieve de ASCE 7-05". ASCE, Reston, VA.
- O'Rourke, MJ (1979). "Acumulación de nieve y hielo alrededor de las instalaciones de colectores solares". Departamento de Comercio de EE. UU., NBS-GCR-79 180, Oficina Nacional de Normas, Washington, DC.
- O'Rourke, M. y Auren, M. (1997). "Cargas de nieve en techos a dos aguas". J. Estructura. Eng., 123(12), 1645–1651.
- O'Rourke, M. y De Angelis, C. (2002). "La nieve se acumula en el techo de barlovento pasos". J. Estructura. Eng., 128(10), 1330–1336.
- O'Rourke, M. y Downey, C. (2001). "Recargo por lluvia sobre nieve para techo diseño". J. Estructura. Eng., 127(1), 74–79.
- O'Rourke, M. y Kuskowski, N. (2005). "La nieve se acumula en los escalones del techo en serie". J. Estructura. Eng., 131(10), 1637–1640.
- O'Rourke, M. y Weitman, N. (1992). "Estudios de laboratorio de acumulaciones de nieve en techos de varios niveles". Proc., 2.<sup>o</sup> internacional. Conf. on Snow Engineering, CRREL Special Report 92-27, Laboratorio de Ingeniería e Investigación de Regiones Fías del Ejército de EE. UU., Hanover, NH.
- O'Rourke, M. y Wrenn, PD (2004). Cargas de nieve: una guía para el uso y la comprensión de las disposiciones de carga de nieve de ASCE 7-02, ASCE, Reston, VA.
- O'Rourke, M., Ganguly, M. y Thompson, L. (2007). "Represas de hielo de alero". Informe del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Instituto Politécnico Rensselaer, Troy, NY.
- O'Rourke, M., Koch, P. y Redfield, R. (1983). "Análisis de estudios de casos de carga de nieve en el techo: cargas uniformes". Ejército de EE. UU., CRREL Report No. 83-1, Laboratorio de Ingeniería e Investigación de Regiones Fías, Hanover, NH.
- O'Rourke, MJ, Speck, RS, Jr. y Stiefel, U. (1985). "Cargas de nieve a la deriva en techos de varios niveles". J. Estructura. Eng., 111(2), 290–306.
- O'Rourke, M., Tobiasson, W. y Wood, E. (1986). "Disposiciones de código propuestas para cargas de nieve a la deriva". J. Estructura. Eng., 112(9), 2080–2092.
- Paine, JC (1988). "Diseño de edificios para áreas de nieve intensa". Proc., Primera Internacional Conf. on Snow Engineering, CRREL Special Report 89-67, US Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, NH.
- Peter, BGW, Dalglish, WA y Schriever, WR (1963). "Variaciones de cargas de nieve en los techos." Trans. Ing. Inst. Can., 6(A-1), 8.
- División de Construcción del Condado de Placer. (1985). "Diseño de carga de nieve". Código del Condado de Placer, Capítulo 4, Sec. 4.20 (V), castaño rojizo, CA.
- Saco, RL (1988). "Cargas de nieve en techos inclinados". J. Estructura. Ing., 114(3), 501–517.

- Sack, RL, Arnholtz, DA y Haldeman, JS (1987). "Cargas de nieve en techos inclinados mediante simulación". *J. Estructura. Eng.*, 113(8), 1820–1833.
- Schriever, WR, Faucher, Y. y Lutes, DA (1967). "Acumulación de nieve en Canadá: Historias de casos: I. Ottawa, Ontario, Canadá". Documento técnico NRCC 9287, Número 237, Consejo Nacional de Investigación de Canadá, División de Investigación de Construcción, Ottawa.
- Mota, R., Jr. (1984). "Análisis de cargas de nieve por deriva en cubiertas multinevel". Tesis de Maestría, Departamento de Ingeniería Civil, Instituto Politécnico Rensselaer, Troy, NY.
- Asociación de Ingenieros Estructurales de Arizona. (1981). Datos de carga de nieve para Arizona, Tempe.
- Asociación de Ingenieros Estructurales de Colorado. (2016). Cargas de nieve de diseño de Colorado, Asociación de Ingenieros Estructurales de Colorado, Denver.
- Asociación de Ingenieros Estructurales del Norte de California. (1981). Datos de diseño de carga de nieve para el área del lago Tahoe, Asociación de Ingenieros Estructurales del Norte de California, San Francisco.
- Asociación de Ingenieros Estructurales de Oregón. (2013). Análisis de carga de nieve para Oregón, Departamento de Comercio de Oregón, División de Códigos de Construcción, Salem.
- Asociación de Ingenieros Estructurales de Utah. (1992). Estudio de carga de nieve en Utah, Asociación de Ingenieros Estructurales de Utah, Salt Lake City.
- Asociación de Ingenieros Estructurales de Washington. (MAR). (1995). Análisis de cargas de nieve para Washington, Asociación de Ingenieros Estructurales de Washington, Seattle.
- Tabler, R. (1975). "Predicción de perfiles de ventisqueros en cuencas topográficas". Proc., 43<sup>a</sup> Conferencia Anual de Nieve del Oeste, Conferencia de Nieve del Oeste, Brush Prairie, WA. <http://www.westernsnowconference.org/node/1073>.
- Taylor, D. (1983). "Deslizamiento de nieve sobre techos inclinados". Poder. edificio Compendio 228. Consejo Nacional de Investigación de Canadá, Ottawa.
- Taylor, D. (1985). "Cargas de nieve en techos inclinados: dos estudios piloto en el área de Ottawa". Poder. J. Civ. Eng., Division of Building Research Paper 1282, 12(2), 334–343.
- Taylor, DA (1979). "Un estudio de las cargas de nieve en los techos de los edificios tipo arena en Canadá". Poder. J. Civ. Ing. 6(1), 85–96.
- Taylor, DA (1980). "Cargas de nieve en el techo en Canadá". Poder. J. Civ. Ing. 7(1), 1–18.
- Taylor, DA (1984). "Cargas de nieve en cubiertas planas de dos niveles." proc. 41 Este Snow Conf., 7 y 8 de junio de 1984, New Carrollton, MD.
- Theisen, GP, Keller, MJ, Stephens, JE, Videon, FF y Schilke, JP (2004). "Cargas de nieve para el diseño estructural en Montana". Departamento de Ingeniería Civil, Universidad del Estado de Montana, Bozeman. <http://www.coe.montana.edu/matlabwebserver/snowloadinput.html> y <http://www.ce.montana.edu/ce/snowloads/home.html>.
- Tobiasson, W. (1988). "Diseño de techos en regiones frías". Proc., 1º Internacional. Conf. on Snow Eng., CRREL Special Report 89-67, Laboratorio de Ingeniería e Investigación de Regiones Frías del Ejército de EE. UU., Hanover, NH.
- Tobiasson, W. (1999). "Discusión de 'Cargas de nieve en techos a dos aguas'". *J. Struct. Eng.*, 125(4), 470–471.
- Tobiasson, W. y Buska, J. (1993). "Techos de metal con junta alzada en regiones frías". Proc., 10<sup>a</sup> Conf. on Roofing Technology, Asociación Nacional de Contratistas de Techos, Rosemont, IL, 34–44. <http://docserver.nrca.net/pdfs/technical/1818.pdf>.
- Tobiasson, W. y Greatorex, A. (1996). "Base de datos y metodología para realizar estudios de casos de carga de nieve específicos del sitio para los Estados Unidos". Proc., Tercera Internacional Conf. en Snow Eng., Sendai, Japón, 249–256.
- Tobiasson, W., Buska, J. y Greatorex, A. (1996). "Protectores de nieve para cubiertas metálicas." En Ingeniería de regiones frías: la infraestructura de las regiones frías: un imperativo internacional para el siglo XXI, RF Carlson, ed., ASCE, Nueva York.
- Tobiasson, W., Buska, J. y Greatorex, A. (1998). "Pautas de ventilación del ático para minimizar la formación de hielo en los aleros". *Interfaz* 16(1), Instituto de consultores de techos, Raleigh, NC.
- Tobiasson, W., Buska, J., Greatorex, A., Tirey, J., Fisher, J. y Johnson, S. (2000). "Desarrollo de cargas de nieve en el suelo para New Hampshire". Ingeniería de nieve: Avances y desarrollos recientes, AA Balkema, Brookfield, VT.
- Tobiasson, W., Buska, J., Greatorex, A., Tirey, J., Fisher, J. y Johnson, S. (2002). "Cargas de nieve en el suelo para New Hampshire". Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU., Informe técnico ERDC/CRREL TR-02-6, Centro de Investigación y Desarrollo de Ingenieros (ERDC), Laboratorio de Investigación e Ingeniería de Regiones Frías (CRREL), Hanover, NH.
- Tobiasson, W., Tantillo, T. y Buska, J. (1999). "Ventilación de los techos de las catedrales para evitar glaseados problemáticos en sus aleros". Proc., Conf. Norteamericana. on Roofing Technology, Asociación Nacional de Contratistas de Techos, Rosemont, IL, 34–44.
- Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, Servicio de Conservación de Suelos. (1970). Zonas de carga de nieve de la cuenca del lago Tahoe, Departamento de Agricultura de EE. UU., Servicio de Conservación de Suelos, Reno, NV.
- Zallen, RM (1988). "Colapso del techo bajo carga de ventisquero y criterios de diseño de ventisqueros". *J. Realizar. Constr. fácil* 2(2), 80–98.

## OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

- Sack, RL y Sheikh-Taheri, A. (1986). Cargas de nieve sobre el suelo y el techo para Idaho, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Idaho, Moscú. <http://www.lib.uidaho.edu/digital/idahosnow/index.html>.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C8

### CARGAS DE LLUVIA

#### C8.1 DEFINICIONES Y SÍMBOLOS

##### C8.1.2 Símbolos

$A$  = Área del techo tributario, más la mitad del área de la pared que desvía el agua de lluvia hacia el techo, atendida por una sola salida de drenaje en el sistema de drenaje secundario, en pies<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>).

$D$  = Diámetro de la cubeta de drenaje para un drenaje de techo primario, o dique de desbordamiento o diámetro de la tubería vertical para un drenaje de techo secundario, en pulgadas (mm).  $i$  = Intensidad de lluvia de diseño, en:  $\text{in}/\text{h}$  ( $\text{mm}/\text{h}$ ).

$Q$  = Tasa de flujo de un solo sistema de drenaje, en gal. $\text{y}/\text{min}$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$L_r$  = Longitud del borde del techo nivelado que permite el desagüe libre del agua de lluvia cuando el borde del techo actúa como sistema de drenaje secundario, en pies (m).

#### C8.2 DRENAJE DEL TECHO

Los sistemas de drenaje del techo no siempre están diseñados para manejar todo el flujo asociado con eventos de lluvia intensos y de corta duración. Por ejemplo, el Código Internacional de Plomería (ICC 2012) utiliza un evento de 1 hora de duración con un período de retorno de 100 años para el diseño de los sistemas de drenaje primario y secundario. Se debe diseñar un sistema de drenaje secundario (desbordamiento) adecuado, que se utiliza para limitar la profundidad del agua en el techo en caso de obstrucción de los drenajes primarios, para un evento de lluvia de corta duración adecuada. Algunos códigos de plomería utilizan un evento de tormenta arbitrario de 1 hora de duración para el diseño de sistemas de drenaje de techo; sin embargo, la duración crítica para un techo es generalmente más cercana a los 15 minutos (la duración crítica depende de la geometría del techo y el tamaño de los drenajes) y, por lo tanto, los códigos de plomería no toman en cuenta adecuadamente la coincidencia de drenajes primarios bloqueados y drenajes de corta duración. Eventos de lluvia en el intervalo de recurrencia medio de diseño (período de retorno o frecuencia). Graber (2009) brinda orientación para determinar las duraciones críticas para diferentes tipos de configuraciones de techo. Una tormenta local muy severa o una tormenta eléctrica que supere el período de retorno de 100 años puede producir un diluvio de tal intensidad y duración que los sistemas de drenaje primario correctamente diseñados se sobrecarguen temporalmente. Dichas cargas temporales generalmente están cubiertas en el diseño cuando se consideran drenajes bloqueados (consulte la Sección 8.3) y una duración de lluvia de 15 minutos. El uso de un evento de lluvia de 60 min de duración x 100 años de período de retorno para el diseño del sistema de drenaje primario y el evento de lluvia de 15 min de duración/100 años de período de retorno para el sistema de drenaje secundario (asumiendo que el sistema de drenaje primario está completamente bloqueado) es consistente con el Código de Seguridad y Construcción de Edificios NFPA 5000 (2012). Las canaletas internas generalmente se diseñan para eventos de lluvia de 2 a 5 minutos de duración, ya que su duración crítica es muy corta debido a su volumen de almacenamiento limitado y su incapacidad para atenuar un evento de lluvia.

El Centro de Estudios de Diseño Hidrometeorológico del Servidor de Datos de Frecuencia de Precipitación del Servicio Meteorológico Nacional de la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica (NOAA) proporciona datos de intensidad de lluvia en pulgadas por hora para el intervalo de recurrencia media de 15 minutos de duración y 100 años (<http://hdsc.nws.noaa.gov/hdsc/pfds/index.html>). La intensidad de la precipitación ( $i$  en la ecuación [C8.3-1]) está en unidades de pulgadas por hora; si se proporciona la profundidad de precipitación, se requiere una conversión a intensidad.

Las siguientes condiciones del techo afectan negativamente la duración crítica o aumentan la tasa de flujo máximo, y el diseñador debe evitarlas o considerarlas adecuadamente al determinar la carga de lluvia de diseño:

1. Techos con canalones internos que tienen una capacidad de almacenamiento limitada y se llenan rápidamente con agua de lluvia. Las cunetas se diseñan típicamente para tormentas de 2 a 5 minutos de duración, ya que su duración crítica es mucho más corta que la duración crítica para cubiertas típicas con imbornales o desagües internos.
2. Cubiertas arquitectónicamente complejas con canaletas internas con importantes pendientes de canaletas. Las pendientes significativas de las canaletas permiten que el agua fluya a altas velocidades, lo que debe tenerse en cuenta al diseñar las salidas de las canaletas y determinar las cargas de lluvia.
3. Áreas susceptibles a una concentración de flujo, por ejemplo, cuando se agrega una adición a un techo a dos aguas de pendiente baja (Fig. C8.2-1). En este caso, el agua de lluvia en el borde del techo principal no puede acumularse sobre los desagües primario o secundario para alcanzar el caudal de diseño, y el agua fluye hacia la pequeña extensión del techo y la inunda.
4. Techos pequeños adyacentes a paredes grandes, donde la pared es capaz de contribuir con un flujo sustancial de lluvia impulsada por el viento (flujo laminar hacia abajo de la pared) al techo.
5. Áreas de techo alto que drenan hacia un techo bajo, aumentando el área del techo tributario y disminuyendo la duración crítica de la lluvia.

Los puntos 4 y 5 pueden ocurrir cuando se agregan edificios, es decir, la nueva construcción impone una condición desfavorable a las condiciones de construcción existentes.

El drenaje del techo es un problema estructural, arquitectónico y mecánico (plomería). Se debe conocer el tipo y la ubicación de los drenajes secundarios y la cabeza hidráulica sobre sus entradas en el flujo de diseño para determinar las cargas de lluvia. La coordinación del equipo de diseño es particularmente importante al establecer las cargas de lluvia.

#### C8.3 CARGAS DE LLUVIA DE DISEÑO

La cantidad de agua que podría acumularse en un techo de se determina el bloqueo del sistema de drenaje primario, y el techo está diseñado para resistir la carga creada por esa agua más la carga uniforme causada por el agua que se eleva por encima de la entrada de la

FIGURA C8.2-1 Techo a dos aguas de pendiente baja con condición de drenaje en la extensión del edificio

sistemas de drenaje secundario a su caudal de diseño. Si las paredes de parapeto, las tiras de peralte, las juntas de expansión y otras características crean el potencial para aguas profundas en un área, puede ser recomendable instalar en esa área drenajes secundarios (desbordamiento) con líneas de drenaje separadas en lugar de imbornales de desbordamiento para reducir la magnitud de la carga de lluvia de diseño. Donde la geometría lo permita, la descarga libre es la forma preferida de drenaje de emergencia.

Al determinar estas cargas de agua, se supone que el techo no se desvía. Esta suposición elimina las complejidades asociadas con la determinación de la distribución de las cargas de agua dentro de las depresiones de deflexión. Sin embargo, es muy importante tener en cuenta esta agua al evaluar la inestabilidad del encarcamiento en la Sección 8.4.

La profundidad del agua, dh, por encima de la entrada del sistema de drenaje secundario (es decir, la cabeza hidráulica) es una función de la intensidad de la lluvia, i, en el sitio, el área del techo atendida por ese sistema de drenaje y el tamaño de el sistema de drenaje

El caudal a través de un solo sistema de drenaje es el siguiente:

$$Q = 0.0104Ai \quad (\text{C8.3-1})$$

$$Q = 0.278 \times 10^{-6}Ai \quad (\text{C8.3-1.si})$$

La cabeza hidráulica, dh, está relacionada con el caudal, Q, para varios sistemas de drenaje en la Tabla C8.3-1. Esta tabla indica que el dh puede variar considerablemente dependiendo del tipo y tamaño de cada sistema de drenaje y el caudal que debe manejar. Por esta razón, se eliminó el valor único de 1 pulgada (25 mm) (es decir, 5 lb/ft<sup>2</sup> [0,24 kN/m<sup>2</sup>]) utilizado en ASCE 7-93.

En general, se puede suponer que la carga hidráulica, dh, es insignificante para fines de diseño cuando el sistema de drenaje secundario puede desbordarse libremente a lo largo del borde del techo donde la longitud del borde del techo nivelado (Lr) que proporciona drenaje libre es

$$Lr \geq Ai/400 \quad (\text{C8.3-2})$$

$$Lr \geq Ai/3,100 \quad (\text{C8.3-2.si})$$

ecuación (C8.3-2) se basa en la suposición de que la cabeza hidráulica (dh) de aproximadamente 6 mm (0,25 pulg.) por encima del borde nivelado del techo,

que representa una carga de lluvia de 1,3 lb/ft<sup>2</sup> (6,3 kg/m<sup>2</sup>), es insignificante en la mayoría de las circunstancias.

Las tasas de flujo y los cabezales hidráulicos correspondientes para drenajes de techo a menudo no están disponibles en los códigos de la industria, los estándares o la literatura de los fabricantes de drenajes para muchos tipos y tamaños de drenaje comúnmente especificados. Dado que las características hidráulicas y el rendimiento de los desagües de techo pueden depender no solo del tamaño de la salida del desagüe, sino también de la geometría del cuerpo del desagüe (p. ej., el diámetro del dique de desagüe y la profundidad de la cubeta de desagüe), la determinación del caudal El caudal y la cabeza hidráulica correspondiente para un drenaje pueden ser difíciles si se basan únicamente en cálculos hidráulicos. Esto es particularmente cierto cuando se considera la dificultad de predecir el régimen de flujo (es decir, el flujo del vertedero, el flujo del orificio o la transición entre los dos) y el efecto significativo que tiene el régimen de flujo en la relación entre el caudal y la cabeza hidráulica correspondiente para un drenaje.

Con base en un programa de prueba de flujo de drenaje completado por FM Global (2012), las cargas hidráulicas correspondientes a un rango dado de caudales de drenaje se proporcionan en las Tablas C8.3-1 y C8.3-2. Este programa de prueba de desagües incluyó seis tamaños de desagües de techo primarios y siete tamaños y tipos de desagües de techo secundarios (desbordamiento). Los desagües se probaron con protectores contra escombros (filtros) en su lugar y en un recipiente de prueba con una superficie inferior relativamente lisa (membrana impermeabilizante) para simular el material de techo de superficie lisa típico. Las mediciones de la profundidad del agua en la cuenca de prueba se realizaron a una distancia de 2 pies (0,6 m) o más desde el drenaje, lo que aseguró que las mediciones de la cabeza no se vieran afectadas significativamente por la velocidad del agua superficial y, por lo tanto, se hicieron donde la cabeza de la velocidad era insignificante, lo que se confirmó al comparar la profundidad del agua con base en mediciones directas de profundidad con la cabeza hidráulica con base en grifos de presión incrustados en la superficie inferior del estanque de prueba.

Consulte la Fig. C8.3-1 para obtener una vista esquemática de un drenaje secundario y la relación entre el drenaje, la superficie del techo y la cabeza.

El siguiente método se puede utilizar para aproximar la carga hidráulica para diferentes dimensiones del cuerpo del drenaje: (a) Para designaciones de régimen de flujo de transición y flujo de vertedero (celdas que no están sombreados) en las Tablas C8.3-1 y C8.3-2:

Tabla C8.3-1 Tasa de flujo (Q) en galones por minuto para drenajes de techo secundarios (desbordamiento) a varias alturas hidráulicas (dh) por encima de la presa o Tubo vertical, en pulgadas

Carga hidráulica (pulg.) por encima de la presa o tubería vertical							
	Presa de desbordamiento de 8 pulg. de diámetro	Presa de desbordamiento 12,75 pulg. de diámetro	Presa de desbordamiento 17 pulgadas de diámetro	Tubo vertical de desbordamiento 6 pulgadas de diámetro	Tamaño de salida de drenaje (pulg.)		
Caudal (gal./min)	3	4	6	8	10	12	4
Profundidad del recipiente de drenaje (pulg.)							
50	0.5	0.5	0.5	0.5	—	—	1.0
75	1.0	—	—	—	—	—	—
100	1.5	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0	1.5
125	2.0	—	—	—	—	—	—
150	2,0 1,0 2,5	1.5	1.5	—	—	—	—
175	3.0	—	—	—	—	—	—
200	—	2.0	2.0	1.5 2.5	1.5	1.5	—
225	—	—	—	—	—	—	—
250	—	2.5	2.5	1.5	—	—	2.5
300	—	3.0	3.0	2.0	2.0	1.5	3.0
350	—	3.5	3.5	2.5	—	—	3.5
400	—	5.5	3.5	3.0	2.5	2.0	—
450	—	—	4.0	3.0	—	—	—
500	—	—	5.0	3.5	3.0	2.5	—
550	—	—	5.5	4.0	—	—	—
600	—	—	6.0	5.5	3.5	2.5	—
650	—	—	—	—	—	—	—
700	3,5 800	4,5 900	5,0 1.000	5,5 1.100	4,0 1.200	4,5	—
						3,0	—
						3,0	—
						3,5	—
						3,5	—
						—	—
						—	—

#### Notas:

1. Suponga que el régimen de flujo es un flujo de vertedero o un flujo de transición, excepto cuando los valores de cabeza hidráulica están en celdas sombreadas debajo de la línea gruesa que designa el flujo del orificio.
2. Para determinar la carga total, agregue la profundidad del agua (carga estática, ds) sobre la superficie del techo a la entrada del drenaje secundario (que es la altura de la presa o tubo vertical por encima de la superficie del techo) a la altura hidráulica indicada en esta tabla.
3. La interpolación lineal para el caudal y la cabeza hidráulica es adecuada para las aproximaciones.
4. La extrapolación no es apropiada.

Fuente: Adaptado de FM Global (2012).

Cuando el dique de drenaje secundario especificado (desbordamiento) o el diámetro de la tubería vertical difiera de lo que se proporciona en las Tablas C8.3-1 y C8.3-2, el cabezal hidráulico se puede ajustar en función de la ecuación (C8.3-3) mientras se mantiene constante el caudal; sin embargo lo es aconsejable no utilizar una cabeza hidráulica de diseño ajustado inferior a 80% de la carga hidráulica indicada en las tablas (para un determinado tasa de flujo) a menos que se proporcionen los resultados de la prueba de flujo para justificar la valores de carga hidráulica.

$$dh2 = \frac{1}{2} D1 \sqrt{D2} \cdot 0.67 \sqrt{dh1} \quad (\text{C8.3-3})$$

donde

dh1 = cabeza hidráulica conocida de las Tablas C8.3-1 y C8.3-2.

D1 = presa de desbordamiento o diámetro del tubo vertical para drenaje secundario (sobreflujo), correspondiente a dh1 para un caudal dado, como se muestra en las Tablas C8.3-1 y C8.3-2.

dh2 = carga hidráulica a determinar para el secundario especificado drenar.

D2 = dique de desbordamiento especificado o diámetro de tubería vertical para secundaria (desbordamiento) drenaje correspondiente a dh2 para un caudal dado.

Ejemplo 1: Determinar la carga total para un tubo de 8 pulg. secundario drenaje (diámetro de salida de 8 pulg.) con un drenaje de 10 pulg. diámetro x 2 pulg. de alto presa de desbordamiento (ds) a un caudal (Q) de 300 gal./min.

De la Tabla C8.3-1:

D1 = 12,75 in: (diámetro de la presa).

dh1 = 2,0 pulg: para 300 gal./min, 8 pulg. toma de corriente.

Para el especificado de 10 pulg. presa de desbordamiento de diámetro en un 8-in. salida de drenaje:

D2 = 10 in: (diámetro de presa).

Por lo tanto,

$$dh2 = \frac{1}{2} D1 \sqrt{D2} \cdot 0.67 \sqrt{dh1}$$

$$dh2 = \frac{1}{2} \cdot 12,75 \sqrt{10} \cdot 0.67 \sqrt{2} = 2.4 \text{ in: a } Q=300 \text{ gal./min}$$

Altura total = dh2 + dh1 = 2.4 pulg + 2 pulg = 4.4 pulg:

(b) Para designaciones de régimen de flujo de orificio para desagües de techo, como se muestra en las celdas sombreadas en las Tablas C8.3-1 y C8.3-2:

Tabla C8.3-2 Tasa de flujo (Q) en metros cúbicos por segundo para drenajes de techo secundarios (desbordamiento) a varias alturas hidráulicas (dh) por encima del Presa o Pileta, en Milímetros

Tasa de flujo (m³/s)	Carga hidráulica (mm) por encima de la presa o tubería vertical							
	Presa de desbordamiento de 203 mm de diámetro		Presa de desbordamiento 329 mm de diámetro		Presa de desbordamiento 432 mm de diámetro		Tubo vertical de desbordamiento 152 mm de diámetro	
	Tamaño de salida de drenaje (mm)							
	76	102	152	152	203	254	102	
	Profundidad del recipiente de drenaje (mm)							
Tasa de flujo (m³/s)	51	51	51	51	83	108	51	
0.0032	13	13	13	13	13	—	25	
0.0047	25	—	—	—	—	—	—	
0.0063	38	25	25	25	13	25	38	
0.0079	51	—	—	—	—	—	—	
0.0095	51	38	38	25	—	—	64	
0.0110	76	—	—	—	—	—	—	
0.0126	—	51	51	38	38	38	64	
0.0142	—	—	—	—	—	—	—	
0.0158	—	64	64	38	—	—	64	
0.0189	—	76	76	51	51	38	76	
0.0221	—	89	89	64	—	—	89	
0.0252	—	140	89	76	64	51	—	
0.0284	—	—	102	76	—	—	—	
0.0315	—	—	127	89	76	64	—	
0.0347	—	—	140	102	—	—	—	
0.0379	—	—	152	140	89	64	—	
0.0410	—	—	—	—	—	—	—	
0.0442	—	89	—	—	76	—	—	
0.0505	—	114	—	—	76	—	—	
0.0568	—	127	—	—	89	—	—	
0.0631	—	140	—	—	89	—	—	
0.0694	—	102	—	—	—	—	—	
0.0757	—	114	—	—	—	—	—	

#### Notas:

- Suponga que el régimen de flujo es un flujo de vertedero o un flujo de transición, excepto cuando los valores de cabeza hidráulica están en celdas sombreadas debajo de la línea gruesa que designa el flujo del orificio.
- Para determinar la carga total, agregue la profundidad del agua (carga estática, ds) sobre la superficie del techo a la entrada del drenaje secundario (que es la altura de la presa o tubo vertical por encima de la superficie del techo) a la altura hidráulica indicada en esta tabla.
- La interpolación lineal para el caudal y la cabeza hidráulica es adecuada para las aproximaciones.
- La extrapolación no es apropiada.

Fuente: Adaptado de FM Global (2012).

La profundidad del recipiente de drenaje puede afectar la carga hidráulica, actuando sobre la salida de drenaje para un caudal dado; por lo tanto, donde la profundidad del recipiente de drenaje especificado es menor que la profundidad del recipiente de drenaje probado (indicado en las tablas), la diferencia en el drenaje la profundidad del tazón debe agregarse a la cabeza hidráulica de las tablas para determinar la carga hidráulica de diseño y la carga total. Donde el profundidad del recipiente de drenaje especificado es mayor que la indicada en las tablas, la diferencia en la profundidad del recipiente de drenaje se puede restar de cabeza hidráulica en las tablas para determinar el diseño hidráulico cabeza y cabeza total; sin embargo, es recomendable no utilizar un ajustado cabeza hidráulica de diseño inferior al 80% de la cabeza hidráulica proporcionado en las tablas (para un caudal dado) a menos que la prueba de flujo los resultados se proporcionan para justificar los valores de carga hidráulica.

Ejemplo 2: Determine la carga total para un secundario de 4 pulg. drenaje (diámetro de salida de 4 pulg.) con una profundidad de recipiente de drenaje de 1,5 pulg. y una presa de desbordamiento de 2,5 pulgadas de alto (ds), a un caudal (Q) de 350 gal/seg mín.

FIGURA C8.3-1 Sección transversal esquemática de la secundaria (desbordamiento) Drenaje de techo y altura total (ds+dh). Protector de escombros de drenaje (filtro) y abrazadera de anillo (tope de grava) no se muestra para mayor claridad

Tabla C8.3-3 Tasa de Flujo, Q, en Galones por Minuto para Imbornales a Varias Cargas Hidráulicas (dh) en Pulgadas

Sistema de drenaje	Carga hidráulica, dh , pulg.									
	1	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	7	8
6 pulgadas imborinal de canal ancho 18 de 24 pulg.	50	B	90	B	140	B	194	321	393	
imborinal de canal ancho 72 de 6 pulg. de ancho, 4 pulg.	200	B	360	B	560	B	776	1,284	1,572	
alto, imborinal cerradoa 18 24 pulg. de ancho, 4 pulg.	50	B	90	B	140	B	177	231	253	
alto, imborinal cerrado 72 6-in. de ancho, 6 pulg. alto,	200	B	360	B	560	B	708	924	1,012	
imborinal cerrado 18 24 pulg. de ancho, 6 pulg. imborinal	50	B	90	B	140	B	194	303	343	
alto cerrado 72	200	B	360	B	560	B	776	1,212	1,372	

<sup>a</sup> Los imbornales de canal tienen la parte superior abierta (es decir, de tres lados). Los imbornales cerrados son de cuatro lados.<sup>b</sup> La interpolación es adecuada, incluso entre los anchos de cada imborinal.

Fuente: Adaptado de FM Global (2012).

Tabla C8.3-4 En SI, Tasa de Flujo, Q, en Metros Cúbicos por Segundo para Imbornales a Varias Cargas Hidráulicas (dh) en Milímetros

Sistema de drenaje	Cabezal hidráulico dh , milímetro									
	25	51	64	76	89	102	114	127	178	203
Imborinal de canal de 152 mm de anchoa	0,0011 0,0032	B	0,0057	B	0,0088	B	0,0122 0,0202 0,0248			
Imborinal de canal de 610 mm de ancho	0,0045 0,0126	B	0,0227	B	0,0353	B	0,0490 0,0810 0,0992			
Imborinal de canal cerrado de 152 mm de ancho, 102 mm de altoa Imborinal de canal cerrado de 610 mm de ancho, 102 mm de alto	0,0011 0,0032	B	0,0057	B	0,0088	B	0,0112 0,0146 0,0160			
Imborinal de canal cerrado de 152 mm de ancho, 152 mm de alto Imborinal de canal cerrado de 610 mm de ancho, 152 mm de alto	0,0045 0,0126	B	0,0227	B	0,0353	B	0,0447 0,0583 0,0638			
mm de alto 610- mm de ancho, 152 mm de alto, imborinal cerrado	0,0011 0,0032	B	0,0057	B	0,0088	B	0,0122 0,0191 0,0216			
	0,0045 0,0126	B	0,0227	B	0,0353	B	0,0490 0,0765 0,0866			

<sup>a</sup> Los imbornales de canal tienen la parte superior abierta (es decir, de tres lados). Los imbornales cerrados son de cuatro lados.<sup>b</sup> La interpolación es adecuada, incluso entre los anchos de cada imborinal.

Fuente: Adaptado de FM Global (2012).

Tabla C8.3-5 Tasa de Flujo (Q) en Galones por Minuto, para Circular Imbornales en varios cabezales hidráulicos (dh) en pulgadas

Tabla C8.3-6 Caudal (Q) en metros cúbicos por segundo para Imbornales circulares en varios cabezales hidráulicos (dh) en milímetros

dh (pulgadas)	Caudal del imborinal (gal./min)							Tasa de flujo del imborinal (m <sup>3</sup> /s)							
	Diámetro del imborinal (pulg.)							Diámetro del imborinal (mm)							
	5	6	8	10	12	14	—	dh (mm)	127	152	203	254	305	356	406
1			8		10	10	10	25	0,0004 0,0004 0,0005 0,0005 0,0006 0,0006						
2	6	7	30	8	40	40	45	51	0,0016 0,0016 0,0019 0,0022 0,0025 0,0025						
3	25 50	25 55	65	35 75	75	90	95	76	0,0032 0,0035 0,0041 0,0047 0,0047 0,0057	0,0060					
4	80	90	110	130	140	155	160	100	0,0050 0,0057 0,0069 0,0082 0,0088 0,0098	0,0101					
5	115	135	165	190	220	240	260	127	0,0073 0,0085 0,0104 0,0120 0,0139 0,0151	0,0164					
6	155	185	230	270	300	325	360	152	0,0098 0,0117 0,0145 0,0170 0,0189 0,0205	0,0227					
7	190	230	300	350	410	440	480	178	0,0120 0,0145 0,0189 0,0221 0,0259 0,0278	0,0303					
8	220	280	375	445	510	570	610	203	0,0139 0,0177 0,0237 0,0281 0,0322 0,0360	0,0385					

## Notas:

1. La cabeza hidráulica (dh) se toma por encima del imborinal (agua de diseño). nivel por encima de la base de la abertura del desague.
2. La interpolación lineal es apropiada para aproximaciones.
3. La extrapolación no es apropiada.

Fuente: Datos de Carter (1957) y Bodhaire (1968).

## Notas:

1. La cabeza hidráulica (dh) se toma por encima del imborinal (agua de diseño). nivel por encima de la base de la abertura del desague.
2. La interpolación lineal es apropiada para aproximaciones.
3. La extrapolación no es apropiada.

Fuente: Datos de Carter (1957) y Bodhaire (1968).

De la Tabla C8.3-1: Cuando Q = 350 gal./min, para una tubería de 4 pulg. drenar con 8 pulgadas. presa, dh = 3.5 in.; el régimen de flujo es flujo de orificio (parte sombreada de la tabla), y la profundidad del recipiente de drenaje es de 2 pulg. La profundidad especificada del recipiente de drenaje es de 1.5 pulg., y dado que esto es 0.5 pulg. menos que la profundidad del recipiente de drenaje que se indica en la tabla, el la carga hidráulica de la mesa se incrementa en 0.5 pulg.

Por lo tanto, para el drenaje propuesto: dh = 3.5 pulg; p0.5 pulg; =4.0 pulg;

Altura total= dhpd =4.0 in:p2.5 in:= 6.5 in:

Los tamaños de salida de drenaje son generalmente estándar en la industria, por lo que es improbable que los ajustes a los valores de cabeza hidráulica en Tablas C8.3-1 y C8.3-2 basadas en diferentes tamaños de salida de drenaje será necesario.

Cuando se instale un drenaje de techo en un sumidero ubicado debajo de la superficie del techo contiguo, las reducciones en la cabeza hidráulica y la carga de lluvia en la superficie del techo contiguo solo deben acreditarse cuando se basen en un análisis hidráulico de un ingeniero de plomería calificado.

Consulte las Tablas C8.3-3, C8.3-4, C8.3-5 y C8.3-6 para conocer los caudales de los imbornales de techo rectangulares y circulares (tuberías) en varios cabezales hidráulicos. Tenga en cuenta que estas tablas se basan en la suposición de que no hay remanso (es decir, desagüe libre) en el extremo de descarga del imbornal. Si hay remanso, entonces se puede esperar que la cabeza hidráulica aumente para el mismo flujo calificar.

#### C8.4 INESTABILIDAD POR ENCANTO Y CARGA POR ENCANTO

A medida que el agua se acumula en los techos, la deflexión del techo permite que fluya agua adicional a dichas áreas, y el techo tiende a desviarse más, lo que permite que se forme un estanque más profundo allí. Si la estructura no posee suficiente rigidez para resistir esta progresión, puede resultar en una falla por sobrecarga localizada. Haussler (1962), Chinn (1965), Marino (1966), Salama y Moody (1967), Sawyer (1967, 1968), Chinn et al. (1969), Heinzerling (1971), Burgett (1973), AITC (1978), Comité Asociado del Código Nacional de Construcción (1990), FM Global (2012), SBCCI (1991), BOCA (1993), AISC 360 (2016) y SJI (2007) confieren información sobre el encharcamiento y su importancia en el diseño de cubiertas flexibles. Los métodos de diseño racional para evitar la inestabilidad por encharcamiento se presentan en AISC 360 (2016) y SJI (2007). Al determinar las cargas de estancamiento, los miembros primarios y secundarios en los sistemas de estructura de techo de dos vías deben analizarse de manera simultánea e iterativa, ya que la deflexión de los miembros primarios (vigas) causará deflexión y aumentará las cargas de estancamiento en los miembros secundarios (p. ej., viguetas, correas), o vigas) y la deflexión de los miembros secundarios aumentarán las cargas de deflexión y estancamiento en las vigas. La desviación de la plataforma también puede agregar cargas de estancamiento adicionales. AISC 360 (2016), Apéndice 2, proporciona métodos para evaluar la estabilidad de encharcamiento para marcos de techo de acero estructural. Tenga en cuenta, sin embargo, que todos los sistemas de estructura pueden verse afectados por el encharcamiento.

Independientemente de la pendiente del techo, si se acumula agua en el techo para llegar a un sistema de drenaje secundario, puede ocurrir inestabilidad por estancamiento. Donde existan tales situaciones de agua embalsada, la bahía se considera una bahía susceptible. En la Fig. C8.4-1 se muestran los vanos susceptibles típicos para un techo con cualquier pendiente. Para la misma estructura con elementos secundarios perpendiculares al borde de drenaje libre y una pendiente del techo menor de 1½ pulg:½ ft, todos los vanos son susceptibles. Para la misma estructura con elementos secundarios paralelos al borde de drenaje libre y una pendiente del techo de menos de 1 in:½ ft, todos los vanos son susceptibles. La Fig. C8.4-2 muestra un techo con desagües perimetrales de desbordamiento (secundarios) y desagües primarios interiores. Independientemente de la pendiente del techo, todas las bahías son susceptibles. Las bahías susceptibles deben revisarse para evitar la inestabilidad por encharcamiento y confirmar que tengan la resistencia adecuada con la carga de encharcamiento.

Los límites de 1½ pulg. por pie y 1 pulg. por pie se basan en una relación máxima de deflexión a luz de 1½:20. Se puede demostrar que para elementos secundarios paralelos al borde de drenaje libre, la elevación mínima (y en pulgadas) para un tramo de 1 pie sin drenaje libre de agua estancada es

$$y = \delta L s y S p b y 20$$

donde Ls es la luz de los miembros secundarios y S es el espaciado de los miembros secundarios ( $y = 0.76$  para  $Ls = 60$  pies y  $S=5$  pies). Para elementos secundarios perpendiculares al libre

FIGURA C8.4-1 Bahías susceptibles para la evaluación de estanques

FIGURA C8.4-2 Todas las bahías susceptibles de encharcamiento

borde de drenaje, la elevación mínima (y en pulgadas) para un tramo de 1 pie sin drenaje libre de agua embalsada es

$$y = \delta L p \delta L p y 2 L s p b y 10$$

donde Lp es la luz de los miembros primarios ( $y = 0.175$  para  $Ls = 40$  pies y  $Lp = 60$  pies).

#### C8.5 DRENAJE CONTROLADO

En algunas áreas del país, existen ordenanzas que limitan la tasa o retrasan la liberación del flujo de agua de lluvia de los techos a los desagües pluviales. Los drenajes de flujo controlado a menudo se usan en tales techos.

Esos techos deben ser capaces de soportar las aguas pluviales almacenadas temporalmente en ellos, de manera similar a los sistemas tradicionales de drenaje de techos.

##### Ejemplos Los

siguentes dos ejemplos ilustran el método utilizado para establecer las cargas de lluvia de diseño con base en el Capítulo 8 de esta norma.

**Ejemplo 3:** Determine la carga de lluvia de diseño, R, en el drenaje secundario para el plano del techo que se muestra en la Fig. C8.5-1, ubicado en un sitio en Birmingham, Alabama. Suponga que los drenajes primarios están bloqueados. La intensidad de lluvia de diseño, i, basada en el servidor de datos de frecuencia de precipitación de la NOAA (<http://hdsc.nws.noaa.gov/hdsc/pfds/index.html>) para una precipitación de 100 años y 15 minutos de duración es de 7,23 in:½ (184 mm:½). La entrada del desagüe de techo secundario de 102 mm (4 pulg.) de diámetro con un drenaje de techo de 8 pulg. la presa de desbordamiento de diámetro se establece 2 pulg. (51 mm) por encima de la superficie del techo.

Tasa de flujo, Q, para el drenaje secundario 4 pulg. (102 mm) drenaje de techo de diámetro:

$$Q = 0.0104Ai$$

$$Q = 0,0104 \delta 2500 (7,23 \text{ pulg.} y) = 188 \text{ gal./min (0,0119 m}^3/\text{s)}$$

Cabezal hidráulico, dh:

Usando la Tabla C8.3-1 y C8.3-2 para un eje de 4 pulg. Drenaje de techo secundario de 102 mm de diámetro con un caudal de 188 gal:½ min

(0,0119 m<sup>3</sup>/s), interpole entre una carga hidráulica de 1,5 pulg. y 2 pulg. (38 mm y 51 mm) de la siguiente manera:

$$dh = 1.5 \text{ in: } \frac{1}{2} \times 188 \text{ gal./min} : 150 \text{ gal./min}$$

$$\div 0.200 \text{ gal./min} : 150 \text{ gal./min} \times \frac{1}{2}, 0 \text{ pulg.}$$

≈ 1.5 pulgadas: = 1.9 pulgadas:

en SI

$$dh = 38 \text{ mm } \frac{1}{2} \times 0.0119 \text{ m}^3/\text{s} : 0.0095 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\div 0.0126 \text{ m}^3/\text{s} : 0.0095 \text{ m}^3/\text{s} \times \frac{1}{2} 51 \text{ mm}$$

$$\approx 38 \text{ mm} = 48.2 \text{ mm}$$

Carga estática  $ds = 2$  pulg. (51 mm), la profundidad del agua desde la entrada del drenaje a la superficie del techo.

Carga de lluvia de diseño,  $R$ , adyacente a los drenajes:

$$R = 5.2 \delta ds \rho dh \quad R = 5.2 \delta 2 \quad (8.3-1)$$

$$\frac{1}{2} 1.9 \rho = 20.3 \text{ psf}$$

$$R = 0.0098 \delta ds \rho dh \quad R = \quad (8.3-1.si)$$

$$0.0098 \delta 51 \frac{1}{2} 48.2 \rho = 0.97 \text{ kN/m}^2$$

Ejemplo 4: Determine la carga de lluvia de diseño,  $R$ , en el drenaje secundario para el plano del techo que se muestra en la Fig. C8.5-2, ubicado en un sitio en Los Ángeles, California. Suponga que los drenajes primarios están bloqueados. La intensidad de lluvia de diseño,  $i$ , basada en el servidor de datos de frecuencia de precipitación de la NOAA (<http://hdsc.nws.noaa.gov/hdsc/pfds/index.html>) para una precipitación pluvial de 100 años y 15 min de duración es de 3,28 in./h (83 mm/h). La entrada del 12-in. imbornales de techo secundarios de 305 mm (12 pulg.) se colocan 51 mm (2 pulg.) por encima de la superficie del techo.

Tasa de flujo,  $Q$ , para el drenaje secundario, 12 pulg. (305-mm) imborrial de canal ancho:

$$Q = 0.0104 Ai Q$$

$$= 0.0104 \delta 11,500 \frac{1}{2} 3.28 \rho = 392 \text{ gal./min} (0.0247 \text{ m}^3/\text{s}).$$

Carga hidráulica,  $dh$ :

Usando las Tablas C8.3-3 y C8.3-4, por interpolación, la tasa de flujo para un imborrial de canal de 12 pulg. (305 mm) de ancho es el doble que para uno de 6 pulg. (152 mm) de ancho. imborrial del canal. Usando las Tablas C8.3-3 y C8.3-4, la carga hidráulica,  $dh$ , para la mitad del caudal,  $Q$ , o 196 gal./min (0.0124 m<sup>3</sup>/s), a través de un tubo de 6 pulg. (152 mm) el imborrial de canal ancho es de 3 pulg. (76 mm).  $dh = 5$  in: (127 mm) para un tubo de 12 in.

Imborrial de canal de 305 mm de ancho con un caudal,  $Q$ , de 392 gal./min (0.0247 m<sup>3</sup>/s).

Carga estática,  $ds = 2$  pulg. (51 mm), profundidad del agua desde la entrada del imborrial hasta la superficie del techo.

Carga de lluvia de diseño,  $R$ , adyacente a los imbornales:

$$R = 5.2 \delta 2 \rho 5 \rho = 36.4 \text{ libras por pie cuadrado}$$

en SI

$$R = 0.0098 \delta 51 \frac{1}{2} 127 \rho = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

## REFERENCIAS

- Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC) (2016). "Especificaciones para edificios de acero estructural," (AISC 360) Instituto Americano de Construcción en Acero, Chicago.
- Instituto Americano de Construcción en Madera (AITC). (1978). "Inclinación del techo y drenaje para techos planos o casi planos". Nota técnica n.º 5 de AITC, Englewood, CO.
- Comité Asociado del Código Nacional de Edificación. (1990). "Código de construcción nacional de Canadá 1990", Consejo Nacional de Investigación de Canadá, Ottawa.
- Oficiales de Construcción y Administradores de Códigos Internacionales (BOCA). (1993). "El código nacional de plomería de BOCA/1993", BOCA Inc., Country Club Hills, IL.

FIGURA C8.5-1 Ejemplo 3 Plano de techo Nota:  
La línea punteada indica el límite entre áreas de drenaje separadas.

FIGURA C8.5-2 Ejemplo 4 Plano de techo Nota:  
La línea punteada indica el límite entre áreas de drenaje separadas.

- Bodhaine, GL (1968). "Medición del caudal máximo en alcantarillas por métodos indirectos". Técnicas de investigación de recursos hidráulicos del Servicio Geológico de los Estados Unidos: Libro 3 Aplicación de la hidráulica, EE. UU. Servicio Geológico, Reston, VA.
- Burgett, LB (1973). "Comprobación rápida de encharcamiento". Ing. J. 10(1), 26–28.
- Carter, RW (1957). "Cálculo de la descarga máxima en alcantarillas". Circular 376 del Servicio Geológico, Servicio Geológico de EE. UU., Washington, DC.
- Chinn, J. (1965). "Fracaso de cubiertas planas simplemente apoyadas por acumulación de agua de lluvia". Ing. J. 3(2), 38–41.
- Chinn, J., Mansouri, AH y Adams, SF (1969). "Encharcamiento de líquidos en techos planos." J. Estructura. Div., 95(5), 797–807.
- Factory Mutual Global (FM Global). (2012). Datos de prevención de pérdidas 1–54, cargas de techo para nueva construcción, Factory Mutual Engineering Corp., Norwood, MA.
- Graber, SD (2009). "Cargas de lluvia y atenuación de flujo en cubiertas". J. Arco. Ing. 15(3), 91–101.
- Haussler, RW (1962). "Deflexión del techo causada por charcos de agua de lluvia". Ing. Civil 32, 58–59.
- Heinzerling, JE (1971). "Diseño estructural de techos de vigas de acero para resistir cargas estancadas". Technical Digest No. 3. Steel Joist Institute, Arlington, VA, Consejo Internacional de Códigos (ICC) (2012) "Código internacional de plomería". Washington DC.
- Mariño, FJ (1966). "Encharcamiento de sistemas de techo de dos vias". Ing. J. 3(3), 93–100. Asociación Nacional de Protección contra Incendios (NFPA). (2012). edificio NFPA 5000 Código de construcción y seguridad. NFPA, Quincy, MA.
- Salama, AE y Moody, ML (1967). "Análisis de vigas y placas para encharcamiento de cargas". J. Estructura. Div., 93(1), 109–126.
- Sawyer, DA (1967). "Estanques de agua de lluvia en sistemas de techos flexibles". J. Estructura. Div., 93(1), 127–148.
- Sawyer, DA (1968). "Interacción techo-estructura techo-drenaje". J. Estructura. División, 94(1), 175–198.
- Congreso Internacional del Código de Construcción del Sur (SBCCI). (1991). "Código de plomería estándar", SBCCI Inc., Birmingham, AL.
- Instituto de Viguetas de Acero (SJI). (2007). "Diseño estructural de cubiertas de acero para resistir acumulando cargas." Compendio técnico n.º 3. Myrtle Beach, Carolina del Sur.

CAPÍTULO C9  
RESERVADO PARA FUTUROS COMENTARIOS

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C10

### CARGAS DE HIELO: CONGELACIÓN ATMOSFÉRICA

#### C10.1 GENERALIDADES

En la mayor parte de los Estados Unidos contiguos, la lluvia helada se considera la causa de las cargas de hielo más severas. Valores para hielo

Los espesores causados por la formación de hielo en las nubes y la nieve adecuados para su inclusión en esta norma no están disponibles actualmente.

Se encuentran disponibles muy pocas fuentes de información directa u observaciones de acumulaciones de hielo naturales (de cualquier tipo). Bennett (1959) presenta la distribución geográfica de la aparición de hielo en los cables de servicios públicos a partir de datos recopilados por varias asociaciones de ferrocarriles, energía eléctrica y teléfonos en el período de nueve años desde el invierno de 1928-1929 hasta el invierno de 1936-1937. Los datos incluyen mediciones de todas las formas de acumulación de hielo en los cables, incluido el hielo glaseado, el hielo de escarcha y la nieve acumulada, pero no diferencian entre ellos. Los espesores de hielo se midieron en alambres de varios diámetros, alturas sobre el suelo y exposiciones. No se utilizó ninguna técnica estandarizada para medir el espesor. Se informa el espesor máximo del hielo observado durante el período de nueve años en cada uno de los 975 cuadrados, 60 millas (97 km) de lado, en una cuadrícula que cubre los Estados Unidos contiguos. En todos los estados excepto Florida, se informaron mediciones de espesor de acumulaciones con densidades desconocidas de aproximadamente una pulgada radial. También se incluye información sobre la distribución geográfica del número de tormentas en este período de nueve años con acumulaciones de hielo mayores a los espesores especificados.

Tattelman y Gringorten (1973) revisaron datos de carga de hielo, descripciones de tormentas y estimaciones de daños en varias publicaciones meteorológicas para estimar los espesores máximos de hielo con un intervalo de recurrencia promedio de 50 años en cada una de las siete regiones de los Estados Unidos. Storm Data (NOAA 1959–presente) es una publicación mensual que describe los daños causados por tormentas de todo tipo en los Estados Unidos. La compilación de esta información cualitativa sobre las tormentas que causan acumulaciones de hielo perjudiciales en una región en particular se puede utilizar para estimar la gravedad de las cargas de hielo y viento sobre hielo. El Instituto de Investigación de Energía Eléctrica ha compilado una base de datos de eventos de formación de hielo a partir de los informes de Storm Data (Shan y Marr 1996). También se prepararon mapas de severidad de daños.

Bernstein y Brown (1997) y Robbins y Cortinas (1996) brindan información sobre la climatología de lluvia helada para los 48 estados contiguos en base a datos meteorológicos recientes.

**C10.1.1 Estudios específicos del sitio.** La formación de hielo en las nubes puede causar cargas significativas en estructuras sensibles al hielo en regiones montañosas y en estructuras muy altas en otras áreas. Mulherin (1996) informa que de 120 fallas de torres de comunicaciones en los Estados Unidos causadas por engelamiento atmosférico, 38 fueron causadas por engelamiento en las nubes, y el engelamiento en las nubes combinado con lluvia helada causó 26 fallas adicionales. La acumulación de hielo en las nubes es muy sensible al grado de exposición a las nubes cargadas de humedad, que está relacionado con el terreno, la elevación y la dirección del viento

velocidad. Pueden ocurrir grandes diferencias en el tamaño de acumulación en unos pocos cientos de pies y pueden causar desequilibrios de carga severos en la parte superior. sistemas de alambre El consejo de un meteorólogo familiarizado con el área es particularmente valioso en estas circunstancias. En Arizona, Nuevo México y los territorios de Texas y Oklahoma, el Servicio Forestal de los Estados Unidos especifica las cargas de hielo causadas por la formación de hielo en las nubes para torres construidas en sitios específicos en la cima de la montaña (Servicio Forestal de los Estados Unidos, 1994). Se ha observado una intensa formación de hielo en las nubes en el sur de California (Mallory y Leavengood 1983a, 1983b), el este de Colorado (NOAA, febrero de 1978), el noroeste del Pacífico (Winkleman 1974; Richmond et al. 1977; Sinclair y Thorkildson 1980), Alaska (Ryerson y Claffey 1991) y los Apalaches (Ryerson 1987, 1988a, 1988b, 1990; Govoni 1990).

Las acumulaciones de nieve también pueden resultar en cargas estructurales severas y pueden ocurrir en cualquier lugar donde caiga nieve, incluso en localidades que pueden experimentar solo uno o dos eventos de nieve por año. Algunos ejemplos de lugares donde los eventos de acumulación de nieve resultaron en daños significativos a las estructuras son Nebraska (NPPD 1976), Maryland (Mozer y West 1983), Pensilvania (Goodwin et al. 1983), Georgia y Carolina del Norte (Lott 1993), Colorado (McCormick y Pohlman 1993), Alaska (Peabody y Wyman 2005) y el noroeste del Pacífico (Hall 1977; Richmond et al. 1977).

Para Alaska, la información disponible indica que se pueden esperar nevadas moderadas a severas y formación de hielo en las nubes. Las mediciones realizadas por la Asociación Eléctrica de Golden Valley (Jones et al. 2002) son consistentes en magnitud con las observaciones visuales en un área amplia del centro de Alaska (Peabody 1993). Se han realizado varios estudios meteorológicos utilizando un modelo de acumulación de hielo para estimar las cargas de hielo para líneas de transmisión de alto voltaje en Alaska (Gouze y Richmond 1982a, 1982b; Richmond 1985, 1991, 1992; Peterka et al. 1996). Los espesores de acumulación del intervalo de recurrencia promedio estimado de 50 años de la nieve varían de 1,0 a 5,5 pulgadas (25 a 140 mm), y las acumulaciones de hielo en las nubes varían de 0,5 a 6,0 pulgadas (12 a 150 mm). Las densidades de acumulación asumidas para las acumulaciones de nieve y hielo en las nubes, respectivamente, fueron de 5 a 31 lb/ft<sup>3</sup> (80 a 500 kg/m<sup>3</sup>) y 25 lb/ft<sup>3</sup> (400 kg/m<sup>3</sup>).

Estas cargas son válidas solo para las regiones particulares estudiadas y dependen en gran medida de la elevación y las características locales del terreno.

En Hawái, para las áreas donde se sabe que la lluvia helada (Wylie 1958), la nieve y la formación de hielo en las nubes ocurren en elevaciones más altas, se necesitan investigaciones meteorológicas específicas del sitio.

Se deben tener en cuenta los registros y la experiencia locales al establecer el espesor del hielo de diseño, la velocidad del viento y la temperatura concurrentes. Al determinar espesores de hielo radiales equivalentes a partir de datos meteorológicos históricos, se debe considerar la calidad, integridad y precisión de los datos junto con la solidez del algoritmo de acumulación de hielo. Las estaciones meteorológicas pueden estar cerradas por tormentas de hielo debido a cortes de energía, los anemómetros pueden congelarse y los datos de precipitación por hora

registrado sólo después de la tormenta cuando el hielo en el pluviómetro se derrite. Es probable que estos problemas sean más graves en las estaciones meteorológicas automáticas donde los observadores no están disponibles para estimar los parámetros meteorológicos o corregir lecturas erróneas. Tenga en cuenta también que (1) las temperaturas del aire se registran solo al 1°F más cercano, en el mejor de los casos, y pueden variar significativamente del valor registrado en la región alrededor de la estación meteorológica; (2) la velocidad del viento durante la lluvia helada tiene un efecto significativo en la carga de hielo acumulado en los objetos orientados perpendicularmente a la dirección del viento; (3) la velocidad y la dirección del viento varían según el terreno y la exposición; (4) el aumento de la precipitación puede ocurrir en el lado de barlovento del terreno montañoso; y (5) el hielo puede permanecer en la estructura durante días o semanas después de que termine la lluvia helada, sometiendo la estructura helada a velocidades del viento que pueden ser significativamente más altas que las que acompañaron a la lluvia helada. Estos factores deben tenerse en cuenta tanto al estimar el espesor del hielo acumulado en una estación meteorológica en tormentas pasadas como al extrapolar esos espesores a un sitio específico.

Al utilizar datos locales, también se debe enfatizar que los errores de muestreo pueden generar grandes incertidumbres en la especificación del espesor del hielo de 500 años. Los errores de muestreo son los errores asociados con el tamaño limitado de las muestras de datos climáticos (años de registro). Cuando se utilizan registros locales de extensión limitada para determinar espesores extremos de hielo, se debe tener cuidado en su utilizar.

Un algoritmo robusto de acumulación de hielo no es sensible a pequeños cambios en las variables de entrada. Por ejemplo, debido a que las temperaturas normalmente se registran en grados enteros, la cantidad calculada de hielo acumulado no debería ser sensible a los cambios de temperatura de fracciones de grado.

**C10.1.2 Cargas dinámicas.** Si bien el diseño para cargas dinámicas no se trata específicamente en esta edición de la norma, los efectos de las cargas dinámicas son una consideración importante para algunas estructuras sensibles al hielo y deben considerarse en el diseño cuando se prevé que sean significativos. Por ejemplo, en muchas áreas se produce un galope de gran amplitud (Rawlins 1979; Sección 6.2 de Simiu y Scanlan 1996) de tensores y sistemas de cables aéreos. El movimiento de los cables puede causar daños debido al impacto directo de los cables sobre otros cables o estructuras y también puede causar daños debido al desgaste y la fatiga de los cables y otros componentes de la estructura (White 1999). El desprendimiento de hielo de los tirantes en los mástiles tensados puede causar cargas dinámicas sustanciales en el mástil.

**C10.1.3 Exclusiones.** Hay orientación adicional disponible en el Comité sobre Estructuras de Transmisión Eléctrica (1982) y CSA (1987, 1994).

## C10.2 DEFINICIONES

**LLUVIA HELADA:** La lluvia helada ocurre cuando el aire tibio y húmedo es forzado sobre una capa de aire bajo cero en la superficie de la Tierra. La precipitación generalmente comienza como nieve que se derrite a medida que cae a través de la capa de aire cálido en lo alto. Luego, las gotas se enfrián a medida que caen a través de la capa de aire frío de la superficie y se congelan al entrar en contacto con las estructuras o el suelo. Los datos del aire superior indican que la capa de aire de la superficie fría tiene típicamente entre 1000 y 3900 pies (300 y 1200 m) de espesor (Young 1978), con un promedio de 1600 pies (500 m).

(Bocchieri 1980). La capa de aire cálido en lo alto tiene un espesor promedio de 5000 pies (1500 m) con lluvia helada, pero con llovizna helada todo el perfil de temperatura puede estar por debajo de los 32 °F (0 °C) (Bocchieri 1980).

Las tasas de precipitación y la velocidad del viento suelen ser de bajas a moderadas en las tormentas de lluvia helada. En lluvia helada, la tasa de impacto del agua suele ser mayor que la tasa de congelación. El exceso de agua gotea y puede congelarse en forma de carámbanos, lo que da como resultado una variedad de formas de acreción que van desde un cilíndrico liso

FIGURA C10.2-1 Acumulación de hielo glaseado causada por lluvia helada

vaina, a través de una media luna en el lado de barlovento con carámbanos colgando en la parte inferior, a grandes protuberancias irregulares, ver Fig. C10.2-1. La forma de una acumulación depende de una combinación de factores meteorológicos variables y la forma de la sección transversal del miembro estructural, su orientación espacial y flexibilidad.

Tenga en cuenta que la densidad máxima teórica del hielo (917 kg/m<sup>3</sup> o 57 lb/ft<sup>3</sup>) nunca se alcanza en acumulaciones formadas naturalmente debido a la presencia de burbujas de aire.

**ESCARCHA:** La escarcha, que a menudo se confunde con la escarcha, se forma por un proceso completamente diferente. La escarcha es una acumulación de cristales de hielo formados por la deposición directa de vapor de agua del aire sobre un objeto expuesto. Debido a que se forma en objetos con temperaturas superficiales que han caído por debajo del punto de escarcha (una temperatura de punto de rocío por debajo del punto de congelación) del aire circundante debido al fuerte enfriamiento por radiación, la escarcha a menudo se encuentra temprano en la mañana después de una noche clara y fría. Tiene una apariencia plumosa y normalmente se acumula hasta aproximadamente 1 pulgada (25 mm) de espesor con muy poco peso. La escarcha no constituye un problema significativo de carga; sin embargo, es un muy buen recolector de gotas de niebla superenfriadas. Con vientos ligeros, un cable cubierto de escarcha puede acumular escarcha más rápido que un cable desnudo (Power 1999).

**ESTRUCTURAS SENSIBLES AL HIELO:** Las estructuras sensibles al hielo son estructuras para las cuales los efectos de carga del hielo atmosférico controlan el diseño de parte o la totalidad del sistema estructural. Muchas estructuras abiertas son colectores de hielo eficientes, por lo que las acumulaciones de hielo pueden tener un efecto de carga significativo. La sensibilidad de una estructura abierta a las cargas de hielo depende del tamaño y número de elementos estructurales, componentes y accesorios, y también de las otras cargas para las que está diseñada la estructura. Por ejemplo, el peso adicional de hielo que puede acumularse en un miembro pesado de ala ancha es menor en proporción a la carga muerta que el mismo espesor de hielo en un miembro de ángulo ligero. Además, el porcentaje de aumento en el área proyectada para las cargas de viento es menor para el miembro de ala ancha que para el miembro angular. Para algunas estructuras abiertas, otras cargas de diseño, por ejemplo, cargas de nieve y cargas vivas en el piso de una pasarela, pueden ser mayores que la carga de hielo de diseño.

**CONGELACIÓN EN LA NUBE:** Esta condición de formación de hielo se produce cuando una nube o niebla (que consta de gotas de agua sobrecongeladas de 100 micras (100 mm) o menos de diámetro) se encuentra con una superficie que se encuentra a una temperatura de congelación o inferior. Ocurre en áreas montañosas donde el enfriamiento adiabático provoca la saturación de la atmósfera a temperaturas bajo cero, en aire libre en nubes sobrecongeladas y en nieblas sobrecongeladas producidas por una masa de aire estable con una fuerte inversión de temperatura. Hielo en la nube

las acumulaciones pueden alcanzar espesores de 1 pie (0,30 m) o más debido a que las condiciones de formación de hielo pueden incluir fuertes vientos y, por lo general, persisten o se repiten episódicamente durante largos períodos de temperaturas bajo cero. Las grandes concentraciones de gotitas sobreexfríadas no son comunes a temperaturas del aire por debajo de aproximadamente 0 °F (−18 °C).

Las acumulaciones de hielo en las nubes tienen densidades que van desde la escarcha de baja densidad hasta el vidriado. Cuando el enfriamiento por convección y evaporación elimina el calor de fusión tan rápido como lo liberan las gotas de congelación, las gotas se congelan al impactar. Cuando la velocidad de enfriamiento es más baja, las gotas no se congelan completamente al impactar. El agua descongelada luego se esparce sobre el objeto y puede fluir completamente a su alrededor e incluso gotear para formar carámbanos. El grado en que las gotas se esparcen cuando chocan con la estructura y se congelan determina la cantidad de aire que se incorpora a la acumulación y, por lo tanto, su densidad. La densidad de las acumulaciones de hielo causadas por la formación de hielo en las nubes varía en un amplio rango de 5 a 56 pcf (80 a 900 kg/m<sup>3</sup>)

(Macklin 1962; Jones 1990). La acumulación resultante puede ser blanca o transparente, posiblemente con carámbanos adjuntos; véase la figura C10.2-2.

La cantidad de hielo acumulado durante la formación de hielo en las nubes depende del tamaño del objeto que se acumula, la duración de la condición de formación de hielo y la velocidad del viento. Si, como suele ocurrir, la velocidad del viento aumenta y la temperatura del aire disminuye con la altura sobre el suelo, se acumulan mayores cantidades de hielo en las estructuras más altas. La forma de acumulación depende de la flexibilidad del miembro estructural, componente o accesorio. Si puede girar libremente, como un tirante largo o un tramo largo de un solo conductor o cable, el hielo se acumula con una sección transversal aproximadamente circular. En miembros, componentes y accesorios estructurales más rígidos, el hielo se forma en forma de banderines irregulares que se extienden en el viento.

**NIEVE:** Bajo ciertas condiciones, la nieve que cae sobre los objetos puede adherirse debido a las fuerzas capilares, la congelación entre partículas (Colbeck y Ackley 1982) y/o la sinterización (Kuroiwa 1962).

En objetos con sección transversal circular, como alambre, cable,

FIGURA C10.2-3 Acumulación de nieve en los cables

conductor, o tirante, puede ocurrir deslizamiento, deformación y/o rotación torsional del cable subyacente, lo que resulta en la formación de un manguito cilíndrico, incluso alrededor de conductores y alambres agrupados; véase la figura C10.2-3. Debido a que la acumulación de nieve suele ir acompañada de fuertes vientos, la densidad de las acumulaciones puede ser mucho mayor que la densidad de la misma nevada sobre el suelo.

Se han observado acumulaciones de nieve dañinas a temperaturas del aire en la superficie que oscilan entre 23 y 36 °F (-5 y 2 °C). La nieve con un alto contenido de humedad parece adherirse más fácilmente que la nieve más seca. La nieve que cae a una temperatura del aire de la superficie por encima del punto de congelación puede acumularse incluso con velocidades del viento superiores a 25 mi/h (10 m/s), produciendo acumulaciones densas de 37 a 50 pcf (600 a 800 kg/m<sup>3</sup>). La nieve con un contenido de humedad más bajo no es tan pegajosa y se desprende de la estructura con vientos fuertes. Estas densidades de nieve acumulada están típicamente entre 2,5 y 16 pcf (40 y 250 kg/m<sup>3</sup>) (Kuroiwa 1965).

Incluso la nieve aparentemente seca puede acumularse en las estructuras (Gland y Admirat 1986). La fuerza cohesiva de la nieve seca es proporcionada inicialmente por el entrelazado de los copos y, en última instancia, por la sinterización, ya que la difusión molecular aumenta el área de unión entre los copos de nieve adyacentes. Estas acumulaciones de nieve seca parecen formarse solo con vientos muy bajos y tienen densidades estimadas entre 5 y 10 pcf (80 y 150 kg/m<sup>3</sup>) (Sakamoto et al. 1990; Peabody 1993).

#### C10.4 CARGAS DE HIELO OCASIONADAS POR LLUVIA ENHELADA

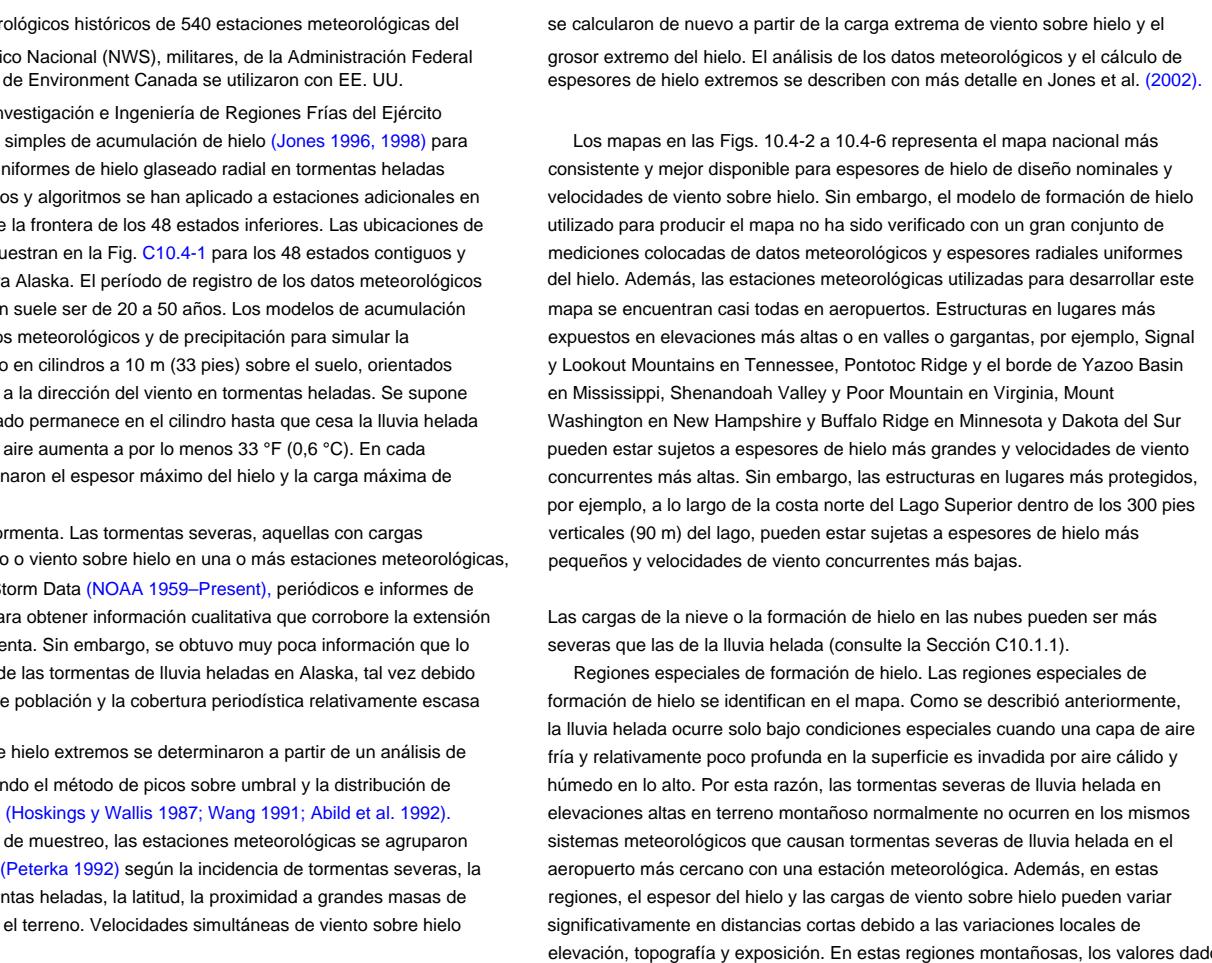
**C10.4.1 Peso del hielo.** Los espesores de hielo mostrados en las Figs. 10.4-2 a 10.4-6 se determinaron para un cilindro horizontal orientado perpendicularmente al viento. Estos espesores de hielo no se pueden aplicar directamente a secciones transversales que no sean redondas, como canales y ángulos. Sin embargo, el área de hielo de la Ec. (10.4-1) es el mismo para todas las formas para las cuales los círculos circunscritos tienen diámetros iguales (Peabody y Jones 2002; Jones y Peabody 2006). Se supone que la dimensión máxima de la sección transversal es perpendicular a la trayectoria de las gotas de lluvia. De manera similar, el volumen de hielo en la Ec. (10.4-2) es para una placa plana perpendicular a la trayectoria de las gotas de lluvia. La constante  $\gamma$  en la ecuación (10.4-2) corrige el espesor de un cilindro al espesor de una placa plana.

Para cilindros verticales y cilindros horizontales paralelos a la dirección del viento, el área de hielo dada por la Ec. (10.4-1) es conservadora.

**C10.4.2 Espesor nominal del hielo.** Los espesores de hielo del intervalo de recurrencia promedio de 500 años que se muestran en las Figs. 10.4-2 a 10.4-6 se basan en estudios que utilizan un modelo de acumulación de hielo y datos locales.

FIGURA C10.2-2 Acumulación de hielo en escarcha causada por formación de hielo en la nube

FIGURA C10.4-1 Ubicaciones de las estaciones meteorológicas utilizadas en la preparación de las Figuras 10.4-2 a 10.4-6



Los datos meteorológicos históricos de 540 estaciones meteorológicas del Servicio Meteorológico Nacional (NWS), militares, de la Administración Federal de Aviación (FAA) y de Environment Canada se utilizaron con EE. UU.

del Laboratorio de Investigación e Ingeniería de Regiones Frías del Ejército (CRREL) y modelos simples de acumulación de hielo ([Jones 1996, 1998](#)) para estimar espesores uniformes de hielo glaseado radial en tormentas heladas pasadas. Los modelos y algoritmos se han aplicado a estaciones adicionales en Canadá a lo largo de la frontera de los 48 estados inferiores. Las ubicaciones de las estaciones se muestran en la Fig. C10.4-1 para los 48 estados contiguos y en la Fig. 10.4-6 para Alaska. El período de registro de los datos meteorológicos en cualquier estación suele ser de 20 a 50 años. Los modelos de acumulación de hielo utilizan datos meteorológicos y de precipitación para simular la acumulación de hielo en cilindros a 10 m (33 pies) sobre el suelo, orientados perpendicularmente a la dirección del viento en tormentas heladas. Se supone que el hielo acumulado permanece en el cilindro hasta que cesa la lluvia helada y la temperatura del aire aumenta a por lo menos 33 °F (0,6 °C). En cada estación, se determinaron el espesor máximo del hielo y la carga máxima de viento sobre hielo.

minado para cada tormenta. Las tormentas severas, aquellas con cargas significativas de hielo o viento sobre hielo en una o más estaciones meteorológicas, se investigaron en Storm Data ([NOAA 1959–Present](#)), periódicos e informes de servicios públicos para obtener información cualitativa que corrobore la extensión y el daño de la tormenta. Sin embargo, se obtuvo muy poca información que lo corroborara acerca de las tormentas de lluvia helada en Alaska, tal vez debido a la baja densidad de población y la cobertura periodística relativamente escasa en el estado.

Los espesores de hielo extremos se determinaron a partir de un análisis de valor extremo utilizando el método de picos sobre umbral y la distribución de Pareto generalizada ([Hoskings y Wallis 1987; Wang 1991; Abild et al. 1992](#)). Para reducir el error de muestreo, las estaciones meteorológicas se agruparon en superestaciones ([Peterka 1992](#)) según la incidencia de tormentas severas, la frecuencia de tormentas heladas, la latitud, la proximidad a grandes masas de agua, la elevación y el terreno. Velocidades simultáneas de viento sobre hielo

se calcularon de nuevo a partir de la carga extrema de viento sobre hielo y el grosor extremo del hielo. El análisis de los datos meteorológicos y el cálculo de espesores de hielo extremos se describen con más detalle en Jones et al. ([2002](#)).

Los mapas en las Figs. 10.4-2 a 10.4-6 representan el mapa nacional más consistente y mejor disponible para espesores de hielo de diseño nominales y velocidades de viento sobre hielo. Sin embargo, el modelo de formación de hielo utilizado para producir el mapa no ha sido verificado con un gran conjunto de mediciones colocadas de datos meteorológicos y espesores radiales uniformes del hielo. Además, las estaciones meteorológicas utilizadas para desarrollar este mapa se encuentran casi todas en aeropuertos. Estructuras en lugares más expuestos en elevaciones más altas o en valles o gargantas, por ejemplo, Signal y Lookout Mountains en Tennessee, Pontotoc Ridge y el borde de Yazoo Basin en Mississippi, Shenandoah Valley y Poor Mountain en Virginia, Mount Washington en New Hampshire y Buffalo Ridge en Minnesota y Dakota del Sur pueden estar sujetos a espesores de hielo más grandes y velocidades de viento concurrentes más altas. Sin embargo, las estructuras en lugares más protegidos, por ejemplo, a lo largo de la costa norte del Lago Superior dentro de los 300 pies verticales (90 m) del lago, pueden estar sujetas a espesores de hielo más pequeños y velocidades de viento concurrentes más bajas.

Las cargas de la nieve o la formación de hielo en las nubes pueden ser más severas que las de la lluvia helada (consulte la Sección C10.1.1).

**Regiones especiales de formación de hielo.** Las regiones especiales de formación de hielo se identifican en el mapa. Como se describió anteriormente, la lluvia helada ocurre solo bajo condiciones especiales cuando una capa de aire frío y relativamente poco profunda en la superficie es invadida por aire cálido y húmedo en lo alto. Por esta razón, las tormentas severas de lluvia helada en elevaciones altas en terreno montañoso normalmente no ocurren en los mismos sistemas meteorológicos que causan tormentas severas de lluvia helada en el aeropuerto más cercano con una estación meteorológica. Además, en estas regiones, el espesor del hielo y las cargas de viento sobre hielo pueden variar significativamente en distancias cortas debido a las variaciones locales de elevación, topografía y exposición. En estas regiones montañosas, los valores dados en

La Fig. 10.4-1 debe ajustarse, según los registros históricos locales y la experiencia, para tener en cuenta las cargas de hielo posiblemente más altas tanto de la lluvia helada como de la formación de hielo en las nubes (consulte la Sección C10.1.1).

**C10.4.4 Factores de Importancia.** Los factores de importancia para el hielo y el viento concurrente ajustan el espesor nominal del hielo y la presión del viento concurrente para las estructuras de Categoría de riesgo I desde un intervalo de recurrencia promedio de 500 años hasta un intervalo de recurrencia promedio de 250 años. Para estructuras de Categoría de Riesgo III y IV, se ajustan a intervalos de recurrencia medios de 1.000 años y 1.400 años, respectivamente. El factor de importancia se multiplica por el espesor del hielo en lugar de la carga de hielo porque la carga de hielo de la ecuación. (10.4-1) depende del diámetro del cilindro que lo circumscribe, así como del espesor de diseño del hielo. La velocidad del viento concurrente utilizada con el espesor nominal del hielo se basa tanto en los vientos que ocurren durante la tormenta de lluvia helada como en los que ocurren entre el momento en que cesa la lluvia helada y el momento en que la temperatura sube por encima del punto de congelación. Cuando la temperatura sube por encima del punto de congelación, se supone que el hielo se derrite lo suficiente como para caer de la estructura. En las regiones más frías del norte, el hielo generalmente permanece en las estructuras por un período de tiempo más largo después del final de una tormenta, lo que resulta en velocidades de viento más altas.

Los resultados del análisis de valores extremos muestran que la velocidad del viento concurrente no cambia significativamente con el intervalo medio de recurrencia. Sin embargo, la carga de viento lateral sobre hielo aumenta con el intervalo medio de recurrencia porque aumenta el espesor del hielo. Los factores de importancia difieren de los utilizados tanto para las cargas de viento en el Capítulo 6 como para las cargas de nieve en el Capítulo 7 porque la distribución de valores extremos utilizada para el espesor del hielo es diferente de las distribuciones utilizadas para determinar las velocidades extremas del viento en el Capítulo 6 y las cargas de nieve . en el Capítulo 7. Ver también la Tabla C10.4-1 y la discusión en la Sección C10.4.6.

**C10.4.6 Espesor del hielo de diseño para lluvia engelante.** La carga de diseño sobre la estructura es un producto de la carga de diseño nominal y los factores de carga especificados en el Capítulo 2. Los factores de carga para el diseño del factor de carga y resistencia (LRFD) para la formación de hielo atmosférico son 1,0. La Tabla C10.4-1 muestra los multiplicadores en el intervalo de recurrencia promedio de 500 años, el espesor del hielo y la velocidad del viento concurrente utilizados para ajustarse a otros intervalos de recurrencia promedio.

Los estudios de acumulación de hielo en los que se basan los mapas indican que la velocidad del viento concurrente sobre el hielo no aumenta con el intervalo medio de recurrencia (véase la Sección C10.4.4).

La edición 2002 de ASCE 7 fue la primera edición en incluir

Mapas de engelamiento atmosférico. En ese momento se proporcionaron mapas de intervalo de recurrencia media (MRI) de cincuenta años para que coincidieran con el enfoque utilizado para los mapas de carga de viento y nieve. Se incluyó un multiplicador de espesor de hielo igual a 2 (ver Eq. (10.4-5) en ASCE 7-02 a ASCE 7-10) para ajustar los valores mapeados a un

Tabla C10.4-1 Factores de intervalo de recurrencia media

Intervalo Recurrencia media	multiplicador en hielo Espesor	Multiplicador de Viento Presión
25	0,40	1,0
50	0,50	1,0
100	0,625	1,0
200	0,75	1,0
250	0,80	1,0
300	0,85	1,0
400	0,90	1,0
500	1,00	1,0
1,000	1,15	1,0
1,400	1,25	1,0

Resonancia magnética de 500 años para el diseño. Por lo tanto, el valor MRI ajustado de 500 años sería apropiado para usar con el factor de carga LRFD de 1,0 que se muestra para las cargas de hielo en el Capítulo 2. Una carga MRI de 500 años era consistente en ese momento con las históricamente utilizadas para cargas sísmicas y de viento. La edición 2016 de ASCE 7 incluye mapas de engelamiento atmosférico basados en una carga de resonancia magnética de 500 años sin multiplicador de espesor de hielo en la ecuación. (10.4-5). Los mapas de 2016 se han vuelto a dibujar directamente a partir del análisis de valores extremos original. Los cambios de carga de diseño de la edición de 2010 a la edición de 2016 se deben a que los mapas se vuelven a dibujar, no a que se cambie el mapa MRI.

Cuando la confiabilidad de un sistema de estructuras o una estructura interconectada de gran extensión es importante, también se deben considerar los efectos espaciales. Todas las estructuras de antenas de telefonía celular que sirven a un estado o área metropolitana podrían considerarse como un sistema de estructuras. Las largas líneas aéreas de transmisión eléctrica y las líneas de comunicaciones son ejemplos de grandes estructuras interconectadas. Higos. 10.4-2 a 10.4-6 son para cargas de hielo apropiadas para una sola estructura de pequeña extensión de área. Grandes estructuras interconectadas y sistemas de estructuras son golpeados por tormentas de hielo con más frecuencia que una sola estructura.

La frecuencia de ocurrencia aumenta con el área abarcada o la extensión lineal. Para obtener los mismos riesgos de exceder la carga de diseño en el mismo clima de formación de hielo, las estructuras individuales que forman el sistema o la estructura interconectada grande deben diseñarse para una carga de hielo mayor que una sola estructura (CEATI 2003, 2005; Chouinard y Erfani 2006; Golikova 1982; Golikova et al. 1982; Jones 2010).

## C10.5 VIENTO EN ESTRUCTURAS CUBIERTAS DE HIELO

Las acumulaciones de hielo en las estructuras cambian los coeficientes de resistencia al viento de la estructura. Las acumulaciones de hielo tienden a redondear los bordes afilados, lo que reduce el coeficiente de arrastre de elementos como ángulos y barras. Las acumulaciones de hielo natural pueden tener una forma irregular con una distribución desigual del hielo alrededor del objeto sobre el que se ha acumulado el hielo. La forma varía de una tormenta a otra y de un lugar a otro dentro de una tormenta. El área real proyectada de una acumulación de hielo glaseado puede ser mayor que la que se obtiene suponiendo un espesor de hielo uniforme.

**C10.5.5 Viento en tirantes y cables cubiertos de hielo.** Prácticamente no existen datos experimentales publicados que proporcionen los coeficientes de fuerza para riendas y cables cubiertos de hielo. Ha habido muchos estudios del coeficiente de fuerza para cilindros sin hielo.

El coeficiente de fuerza varía con la rugosidad de la superficie y el número de Reynolds. En números de Reynolds subcríticos, tanto los cilindros lisos como los rugosos tienen coeficientes de fuerza de aproximadamente 1,2, al igual que las secciones cuadradas con bordes redondeados (Fig. 4.5.5 en Simiu y Scanlan 1996). Para una amplia variedad de cables de transmisión eléctrica trenzados, los coeficientes de fuerza supercrítica son de aproximadamente 1,0 con valores subcríticos de hasta 1,3 (Fig. 5-2 en Shan 1997). La transición de subcrítico a supercrítico depende de las características de la superficie y tiene lugar en un amplio rango de números de Reynolds. Para los cables trenzados descritos en Shan (1997), el rango es de aproximadamente 25 000 a 150 000. Para una sección cuadrada con bordes redondeados, la transición tiene lugar en un número de Reynolds de aproximadamente 800 000 (White 1999). La velocidad de ráfagas de viento concurrentes de 3 s en las Figs. 10.4-2 a 10.4-5 para los 48 estados contiguos varía de 30 a 60 mi/h (13,4 a 26,8 m/s), con velocidades en la Fig. 10.4-6 para Alaska de hasta 80 mi/h (35,8 m/s). La tabla C10.5-1 muestra los números de Reynolds (usando la atmósfera estándar de EE. UU.) para una gama de cables y tensores helados. En la práctica, los números de Reynolds varían de subcríticos a críticos y supercríticos dependiendo de la aspereza de la acumulación de hielo. Teniendo en cuenta que

Tabla C10.5-1 Números de Reynolds típicos para cables y tirantes con hielo

Tipo o diámetro del cable (en.)	Espesor del hielo estáñ.o.)	Factor de importancia I	w	Espesor del hielo de diseño td (en.)	Diámetro helado (pulg.)	Ráfagas de viento concurrentes de 3 s Velocidad (mi/h)	Número de Reynolds
48 estados contiguos							
0,250	0,25	0,80	0,20	0,650	30	15,200	
0,375	0,25	0,80	0,20	0,775	30	18,100	
0,375	1,25	1,25	1,563	3,500	60	163,000	
1,000	0,25	0,80	0,20	1,400	30	32,700	
1,000	1,25	1,25	1,563	4,125	60	192,000	
2,000	1,25	1,25	1,563	5,125	60	239,000	
Alaska							
0,250	0,25	0,80	0,20	0,650	50	27,000	
2,000	0,50	1,25	0,625	3,250	80	202,000	

Nota: Para convertir pulgadas a mm, multiplique por 25,4. Para convertir mi/h a km/h, multiplique por 1,6.

la forma de las acumulaciones de hielo es muy variable, desde formas cilíndricas relativamente suaves hasta acumulaciones con largas carámbanos con áreas proyectadas mayores que el radial equivalente espesor utilizado en los mapas, un solo coeficiente de fuerza de 1,2 tiene sido elegido

#### C10.6 TEMPERATURAS DE DISEÑO PARA LLUVIA HELADA

Algunas estructuras sensibles al hielo, en particular aquellas que usan techo Los sistemas de cable también son sensibles a los cambios de temperatura. En algunos casos, el efecto de carga máxima ocurre alrededor de la fusión punto de hielo ( $32^{\circ}\text{F}$  o  $0^{\circ}\text{C}$ ) y en otros a la temperatura más baja que ocurre mientras la estructura está cargada de hielo. Figs. 10.6-1 y 10.6-2 muestran las bajas temperaturas que se utilizarán para el diseño en ademáns de la temperatura de fusión del hielo.

El modelo de lluvia helada descrito en la Sección C10.4.2 rastreó la temperatura durante cada evento de formación de hielo modelado. Para cada evento, se registró la temperatura mínima que se presentó con el espesor máximo de hielo. Las temperaturas mínimas para todos los eventos de lluvia helada utilizados en el análisis de valores extremos del espesor del hielo se analizaron para determinar el percentil 10 temperatura en cada superestación (es decir, la temperatura que se superó durante el 90% de los eventos extremos de formación de hielo). Estas temperaturas se usaron para hacer los mapas que se muestran en las Figs. 10.6-1 y 10.6-2. En áreas donde los contornos de temperatura estaban cerca de los contornos del espesor del viento o del hielo, se movieron para que coincidieran con, primero, los límites de viento concurrentes y, segundo, el hielo límites de zona.

#### C10.7 CARGA PARCIAL

Las variaciones en el espesor del hielo causadas por la lluvia helada sobre objetos a una elevación dada son pequeños en distancias de aproximadamente 1,000 pies (300m). Por lo tanto, la carga parcial de una estructura por congelamiento la lluvia no suele ser significativa (Cluts y Angelos 1977).

La formación de hielo en las nubes se ve más afectada por la velocidad del viento, por lo que la carga parcial causada por diferencias en la exposición a la nube la formación de hielo puede ser significativa. Las diferencias en el espesor del hielo en varios estructuras o componentes de una sola estructura están asociados con diferencias en la exposición. La exposición es una función de blindaje por otras partes de la estructura y por la barlovento terreno.

La carga parcial asociada con el desprendimiento de hielo puede ser significativa para acumulaciones de nieve o hielo en las nubes y para estructuras arrostradas cuando el hielo se desprende de algunos tipos antes que de otros.

#### REFERENCIAS

- Abild, J., Andersen, EY y Rosbjerg, L. (1992). "El clima de extrema vientos en el Gran Cinturón, Dinamarca". *J. Viento Ing. industria Aerodin.* 41–44, 521–532.
- Bennett, I. (1959). "Glaze: Su meteorología y climatología, geografía distribución y efectos económicos." *Investigación de protección ambiental Informe técnico de división EP-105*, Intendente del ejército de EE. UU., Investigación y Centro de Ingeniería, Natick, MA.
- Bernstein, BC y Brown, BG (1997). "Una climatología de sobreexplotamiento grandes condiciones de caída basadas en observaciones de superficie e informes piloto de Formación de hielo." *Proc., 7<sup>a</sup> Conf. sobre meteorología aeronáutica, de alcance y aeroespacial*, 2 al 7 de febrero, Long Beach, CA.
- Boccieri, JR (1980). "El uso objetivo de sondajes de aire superior para especificar tipo de precipitación." *Lun. Weather Rev.* 108, 596–603.
- Asociación Canadiense de Normas (CSA). (1987). "Titulares." LATA/CSA-C22.3 No. 1-M87. Rexdale, ON.
- CSA. (1994). "Antenas, torres y estructuras de soporte de antenas". CSA-S37-94. CSA, Rexdale, ON.
- Centro para el Avance Energético a través de la Innovación Tecnológica. (CEATI). (2003). "Factores espaciales para hielo extremo y viento extremo: Tarea 1 revisión de literatura sobre la determinación de factores espaciales." T033700-3316B. Montreal.
- CEATI. (2005). "Factores espaciales para hielo extremo y viento extremo: Tarea 2 cálculo de factores espaciales a partir de datos de hielo y viento". T033700-3316B-2. Montreal.
- Chouinard, L. y Erfani, R. (2006). "Modelado espacial del engelamiento atmosférico riesgos." *Internacional Foro sobre toma de decisiones de ingeniería*, del 26 al 29 de abril, Lake Luisa, Canadá.
- Cluts, S. y Angelos, A. (1977). "Fuerzas desequilibradas en estructuras de transmisión tangente". Reunión de energía de invierno de IEEE, documento n.º A77-220-7. IEEE, Los Alamitos, CA.
- Colbeck, SC y Ackley, SF (1982). "Mecanismos para la unión del hielo en húmedo acumulaciones de nieve en las líneas eléctricas". *Proc., Primera Internacional Taller de Atmosférico Formación de hielo de las estructuras*, LD Minsk, ed. Informe especial del CRREL del Ejército de EE. UU., 25–30, 83–17. Hannover, NH.
- Comité de Estructuras de Transmisión Eléctrica. (mil novecientos ochenta y dos). "Cargas para estructuras de transmisión eléctrica por el comité de estructuras de transmisión eléctrica". *J. Estructura. División*, 108(5), 1088–1105.
- Gland, H. y Admirat, P. (1986). "Condiciones meteorológicas para la nieve mojada ocurrencia en Francia—Resultados calculados y medidos en un caso reciente estudio el 5 de marzo de 1985." *Proc., Tercera Internacional Taller sobre Engelamiento Atmósferico de Estructuras*, LE Welsh y DJ Armstrong, eds., Canadian Climate Program, Vancouver, 91–96.
- Golikova, TN (1982). "Probabilidad de aumento de las cargas de hielo en la parte superior líneas dependiendo de su longitud." *Poder Soviético No. 10*, Ralph McElroy Co., 888–894.
- Golikova, TN, Golikov, BF y Savvaitov, DS (1982). "Métodos de calcular cargas de formación de hielo en líneas aéreas como construcciones espaciales". *Proc., 1.<sup>a</sup> internacional Taller sobre formación de hielo atmosférico en estructuras*, LD Minsk, ed. Informe especial del CRREL del Ejército de EE. UU. No. 83-17, Investigación y Laboratorio de Ingeniería, Hanover, NH, 341–345.
- Goodwin, EJ, Mozer, JD, DiGioia, AM, Jr. y Power, BA (1983). "Predicción de cargas de hielo y nieve para el diseño de líneas de transmisión". *Proc., 3er*

- internacional Workshop on Atmospheric Icing of Structures, LE Welsh y DJ Armstrong, eds., Canadian Climate Program, 1991, Vancouver, 267–275.
- Gouze, SC y Richmond, MC (1982a). Evaluación meteorológica de las rutas propuestas de la línea de transmisión de Alaska. Meteorology Research, Altadena, CA.
- Gouze, SC y Richmond, MC (1982b). Evaluación meteorológica de la ruta de la línea de transmisión propuesta de Palmer a Glennallen, Meteorology Research, Inc., Altadena, CA.
- Govoni, JW (1990). "Un estudio comparativo de las tasas de formación de hielo en las Montañas Blancas de New Hampshire, Documento A1-9". Proc., Quinta Internacional Taller sobre formación de hielo atmosférico en estructuras, Tokio.
- Pasillo, EK (1977). "Análisis de carga de hielo y viento de las líneas de transmisión y tramos de prueba de Bonneville Power Administration". Reunión de verano de la IEEE Power Engineering Society, 20 de julio, Ciudad de México.
- Hoskings, JRM y Wallis, JR (1987). "Estimación de parámetros y cuantiles para la distribución de Pareto generalizada". *Tecnometría*, 29(3), 339–349.
- Jones, K. (1998). "Un modelo simple para cargas de lluvia helada". *atmósfera Res.*, 46, 87–97.
- Jones, KF (1990). "La densidad de las acumulaciones de hielo natural relacionadas con los parámetros de formación de hielo no dimensionales". *QJ Real Meteorólogo. Soc.*, 116, 477–496.
- Jones, KF (1996). "Acumulación de hielo en lluvia helada" Informe CRREL del Ejército de EE. UU. No. 96-2. Laboratorio de Investigación e Ingeniería de Regiones Frías, Hanover, NH.
- Jones, KF (2010). Evaluación de las cargas de hielo extremas de la lluvia helada para Terranova y Labrador Hydro, Informe final, Anexo 96 del Proyecto Muskrat Falls. Rama de Ciencias Terrestres y Crioesféricas, Laboratorio de Investigación e Ingeniería de Regiones Frías, Hanover, NH.
- Jones, KF y Peabody, AB (2006). "La aplicación de un espesor de hielo radial uniforme a las secciones estructurales". *Registro frío. ciencia Tech.*, 44(2), 145–148.
- Jones, KF, Thorkildson, R. y Lott, JN (2002). "El desarrollo del mapa de cargas extremas de hielo para el Manual 74 de ASCE". Transmisión eléctrica en una nueva era. DE Jackman, ed., ASCE, Reston, VA, 9–31.
- Kuroiwa, D. (1962). "Un estudio de la sinterización del hielo". CRREL del Ejército de EE. UU., Informe de investigación No. 86, Hanover, NH.
- Kuroiwa, D. (1965). "Acumulación de hielo y nieve en los cables eléctricos". Ejército EE.UU CRREL Research Paper 123, Hannover, NH.
- Lott, N. (1993). Informe Técnico NCDC Nos. 93-01 y 93-03, Nacional Centro de datos climáticos, Asheville, NC.
- Macklin, WC (1962). "La densidad y estructura del hielo formado por acreción". QJ Real Meteorólogo. Soc., 88, 30–50.
- Mallory, JH y Leavengood, DC (1983a). "Cargas extremas de hielo glaseado y escarcha en el sur de California: Parte I: escarcha". Proc., Primera Internacional Taller sobre formación de hielo atmosférico en estructuras, LD Minsk, ed., Informe especial del CRREL del Ejército de EE. UU. No. 83-17. Hannover, NH, 299–308.
- Mallory, JH y Leavengood, DC (1983b). "Cargas extremas de hielo glaseado y escarcha en el sur de California: Parte II: Glaseado". Proc., Primera Internacional Taller sobre formación de hielo atmosférico en estructuras, LD Minsk, ed., Informe especial del CRREL del Ejército de EE. UU. No. 83-17. Hannover, NH, 309–318.
- McCormick, T. y Pohlman, JC (1993). "El estudio de un sistema de línea compacto de 220 kV indica la necesidad de información meteorológica a microescala". Proc., Sexto Internacional. Taller sobre Engelamiento Atmosférico de Estructuras. Budapest, Hungría, 155–159.
- Mozer, JD y West, RJ (1983). "Análisis de fallas de torres de 500 kV". Reunión de la Asociación Eléctrica de Pensilvania, Harrisburg, PA.
- Mulherin, Dakota del Norte (1996). "Engelamiento atmosférico y colapso de torres en los Estados Unidos". 7º Internacional Taller sobre Engelamiento Atmosférico de Estructuras. METRO. Farzaneh y J. Laflamme, eds. Chicoutimi, Quebec, del 3 al 6 de junio.
- Administración Nacional Oceánica y Atmosférica (NOAA). (1959-Presente). Datos de tormentas, Administración Nacional Oceánica y Atmosférica, Washington, DC.
- Distrito de Energía Pública de Nebraska (NPPD). (1976). La tormenta del 29 de marzo, 1976, Departamento de Relaciones Públicas, Columbus, NE.
- Peabody, AB (1993). "Cargas de nieve en las líneas de transmisión y distribución en Alaska". Proc., Sexto Internacional. Taller sobre Engelamiento Atmosférico de Estructuras. Budapest, Hungría, 201–205.
- Peabody, AB y Jones, KF (2002). "Efecto del viento en la variación del espesor del hielo debido a la lluvia helada". Proc., Intl. 10 Taller sobre Engelamiento Atmosférico de Estructuras. 17 al 20 de junio, Brno, República Checa.
- Peabody, AB y Wyman, G. (2005). "Mediciones de formación de hielo atmosférico en Fairbanks, Alaska". Proc., Aeropuerto Internacional 11 Taller sobre Engelamiento Atmosférico of Structures, Masoud Farzaneh y Anand P. Goel, eds., 9 al 13 de octubre, Yokohama, Japón.
- Peterka, JA (1992). "Mejora de la predicción de vientos extremos para los Estados Unidos". *J. Viento Ing. industria Aerodyn.*, 41–44, 533–541.
- Peterka, JA, Finstad, K. y Pandy, AK (1996). Cargas de nieve y viento para la línea de transmisión de Tyee. Cermak Peterka Petersen, Fort Collins, CO.
- Poder, BA (1983). "Estimación de cargas climáticas para el diseño de líneas de transmisión". CEA No. ST 198. Asociación Eléctrica Canadiense, Montreal.
- Rawlins, CB (1979). "Conductores al galope". Libro de referencia de líneas de transmisión, movimiento de conductores inducido por el viento, preparado por Gilbert/ Commonwealth. Instituto de Investigación de Energía Eléctrica, Palo Alto, CA, 113–168.
- Richmond, MC (1985). Evaluación meteorológica de la ruta de la línea de transmisión de 115 kV del proyecto hidroeléctrico Bradley Lake, consultor meteorológico de Richmond, Torrance, CA.
- Richmond, MC (1991). Evaluación meteorológica de la ruta de la línea de transmisión del proyecto hidroeléctrico Tyee Lake, Wrangell a Petersburg, Richmond Meteorological Consulting, Torrance, CA.
- Richmond, MC, Gouze, SC y Anderson, RS (1977). Estudio de formación de hielo en el norte del Pacífico, Meteorology Research, Altadena, CA.
- Robbins, CC y Cortinas, JV, Jr. (1996). "Una climatología de lluvia helada en los Estados Unidos contiguos: resultados preliminares". Preprints, 15th AMS Conference on Weather Analysis and Forecasting, Norfolk, VA, 19 al 23 de agosto.
- Ryerson, C. (1987). "Meteorología de escarcha en las Montañas Verdes". nosotros Informe CRREL del Ejército N° 87-1. Laboratorio de Investigación e Ingeniería de Regiones Frías, Hanover, NH.
- Ryerson, C. (1988a). "Climatologías de formación de hielo atmosférico de dos Nueva Inglaterra montañas." Aplicación J. Meteorol., 27(11), 1261–1281.
- Ryerson, C. (1988b). "Climatología de la formación de hielo en las montañas de Nueva Inglaterra". Informe CRREL N° 88-12. Laboratorio de Investigación e Ingeniería de Regiones Frías, Hanover, NH.
- Ryerson, C. (1990). "Tasas de engelamiento atmosférico con elevación en las montañas del norte de Nueva Inglaterra, EE. UU." Arctic Alpine Res., 22(1), 90–97.
- Ryerson, C. y Claffey, K. (1991). "Alta latitud, formación de hielo en la cima de la montaña de la costa oeste". Proc., Conferencia de Nieve del Este, Guelph, ON, 221–232.
- Sakamoto, Y., Mizushima, K. y Kawanishi, S. (1990). "Acumulación de nieve seca en cables aéreos: mecanismo de crecimiento, condiciones meteorológicas bajo las cuales ocurre y efecto en las líneas eléctricas". proc. 5º Taller internacional sobre formación de hielo atmosférico en estructuras, Tokio, documento 5–9.
- Shan, L. (1997). "Estudio en túnel de viento de los coeficientes de arrastre de conductores individuales y agrupados". EPRI TR-108969. Instituto de Investigación de Energía Eléctrica, Palo Alto, CA.
- Shan, L. y Marr, L. (1996). Base de datos de tormentas de hielo y mapas de severidad del hielo, Instituto de Investigación de Energía Eléctrica, Palo Alto, CA.
- Simiu, E. y Scanlan, RH (1996). Efectos del viento en estructuras: Fundamentos y aplicaciones al diseño. John Wiley & Sons, Nueva York.
- Sinclair, RE y Thorkildson, RM (1980). "Ángulos de impacto de las gotas de humedad en la nube y espacios libres de la pista en el sitio de prueba de UHV de Moro". Informe Proyecto BPA 1200 kV N° ME-80-7. Administración de energía de Bonneville, Portland, OR.
- Tattelman, P. y Gringorten, I. (1973). "Cargas estimadas de hielo glaseado y viento en la superficie de la tierra para los Estados Unidos contiguos". Informe AFCLR TR-73-0646. Laboratorios de Investigación de Cambridge de la Fuerza Aérea de EE. UU., Bedford, MA.
- Servicio Forestal de los Estados Unidos (USFS). (1994). Manual del Servicio Forestal FSH6609.14, Manual de telecomunicaciones, Suplemento R3 6609.14-94-2. USFS, Washington, D.C.
- Wang, QJ (1991). "El modelo POT descrito por la distribución generalizada de Pareto con tasa de llegada de Poisson". *J. Hydrol.*, 129, 263–280.
- Blanco, HB (1999). "Galope de alambres cubiertos de hielo". Proc., 10º Conf. Internacional. en ingeniería de regiones frías, Hanover, NH, 799–804.
- Winkelman, PF (1974). Investigación de cargas de hielo y viento: Galope, vibraciones y oscilaciones de subconductores, Bonneville Power Administration, Portland, OR.
- Wylie, WG (1958). "Tormentas de hielo tropicales: el invierno invade Hawái". Weather erwise (junio), 84–90.
- Joven, WR (1978). "Precipitaciones heladas en el sureste de los Estados Unidos". Tesis de Maestría, Texas A&M University, College Station, TX.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C11

### CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

#### C11.1 GENERALIDADES

Muchos de los cambios técnicos realizados en las disposiciones sísmicas de la edición de 2010 de esta norma se basan principalmente en la Parte 1 de la edición de 2009 de las Disposiciones sísmicas recomendadas por NEHRP para edificios nuevos y otras estructuras ([FEMA 2009](#)), que fue preparada por el Building Seismic Safety Council (BSSC) bajo el patrocinio de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) como parte de su contribución al Programa Nacional de Reducción de Riesgos de Terremotos (NEHRP). El Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST) es la agencia principal de NEHRP, el programa a largo plazo del gobierno federal para reducir los riesgos para la vida y la propiedad que plantean los terremotos en los Estados Unidos. Desde 1985, las disposiciones del NEHRP se han actualizado cada tres a cinco años. Los esfuerzos de BSSC para producir las disposiciones NEHRP fueron precedidos por el trabajo realizado por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) bajo el patrocinio de la Oficina Nacional de Normas (NBS), ahora NIST, que se originó después del terremoto del Valle de San Fernando de 1971. Estos primeros esfuerzos demostraron las reglas de diseño de esa época para la resistencia sísmica, pero tenían algunas deficiencias graves. Cada gran terremoto posterior ha enseñado nuevas lecciones. Las agencias NEHRP (FEMA, NIST, la Fundación Nacional de Ciencias [NSF] y el Servicio Geológico de EE. UU. [USGS]), ATC, BSSC, ASCE y otras se han esforzado por trabajar individual y colectivamente para mejorar cada documento posterior a fin de proporcionar disposiciones de diseño y construcción de ingeniería antisísmica de última generación y para garantizar que las disposiciones tengan aplicabilidad en todo el país.

**Contenido del comentario.** Este comentario es una actualización del comentario mejorado de ASCE/SEI 7-10 que se basó sustancialmente en la Parte 2, Comentario, de las Disposiciones sísmicas recomendadas por el NEHRP de 2009 para edificios nuevos y otras estructuras ([FEMA 2009](#)). Para antecedentes adicionales sobre las disposiciones sobre terremotos contenidas en los Capítulos [11](#) a [23](#) de ASCE/SEI 7-10, se remite al lector a los Requisitos y comentarios de fuerza lateral recomendados ([SEAOC 1999](#)).

**Naturaleza de las "cargas" sísmicas.** Los terremotos cargan estructuras indirectamente a través del movimiento del suelo. Cuando el suelo tiembla, una estructura responde. La vibración de respuesta produce deformaciones estructurales con deformaciones y tensiones asociadas. El cálculo de la respuesta dinámica al movimiento sísmico del suelo es complejo. Las fuerzas de diseño prescritas en esta norma están destinadas únicamente como aproximaciones para generar fuerzas internas adecuadas para proporcionar la resistencia y rigidez de los elementos estructurales y para estimar las deformaciones (cuando se multiplican por el factor de amplificación de deflexión, Cd) que ocurrirían en la misma estructura en el evento del movimiento del suelo sísmico a nivel de diseño (no MCER).

Los métodos básicos de análisis en el estándar utilizan la simplificación común de un espectro de respuesta. Un espectro de respuesta para un

El movimiento del suelo de un terremoto específico proporciona el valor máximo de respuesta para osciladores elásticos de un solo grado de libertad en función del período sin la necesidad de reflejar el historial de respuesta total para cada período de interés. El espectro de respuesta de diseño especificado en la Sección 11.4 y utilizado en los métodos básicos de análisis en el Capítulo [12](#) es una aproximación suavizada y normalizada para muchos movimientos terrestres diferentes registrados.

El estado límite de diseño para la resistencia a un sismo es diferente al de cualquier otra carga dentro del alcance de ASCE 7. El estado límite del sismo se basa en el desempeño del sistema, no en el desempeño de los miembros, y se asume una disipación de energía considerable a través de ciclos repetidos de deformación inelástica. La razón es la gran demanda ejercida por el terremoto y el alto costo asociado de proporcionar suficiente resistencia para mantener la respuesta elástica lineal en edificios ordinarios. Este estado límite inusual significa que varias ventajas del comportamiento elástico, como el principio de superposición, no son aplicables y dificulta la separación de las disposiciones de diseño para las cargas de las de la resistencia. Esta dificultad es la razón por la que el Capítulo [14](#) de la norma contiene tantas disposiciones que modifican los requisitos habituales para dosificar y detallar elementos y sistemas estructurales.

También es la razón de los requisitos de garantía de calidad de la construcción.

**Uso de estándares de diseño de esfuerzos permisibles.** El diseño convencional de casi todas las estructuras de mampostería y muchas estructuras de madera y acero se ha logrado mediante el diseño de tensión admisible (ASD). Aunque la base fundamental para las cargas sísmicas en los Capítulos [11](#) a [23](#) es un estado límite de resistencia más allá de la primera fluencia de la estructura, las disposiciones están escritas de tal manera que el ingeniero de diseño puede utilizar los métodos ASD convencionales.

Los métodos ASD convencionales se pueden usar de una de dos maneras:

1. La carga sísmica, tal como se define en los Capítulos [11](#) a [23](#), se puede usar directamente en las combinaciones de carga de esfuerzo admisible de la Sección 2.4, y los esfuerzos resultantes se pueden comparar directamente con los esfuerzos admisibles convencionales.
2. La carga sísmica se puede utilizar en combinaciones de carga de diseño de resistencia, y las tensiones resultantes se pueden comparar con las tensiones admisibles ampliadas (para aquellos materiales para los que la norma de diseño da las tensiones admisibles ampliadas, por ejemplo, mampostería).

**Construcción del Gobierno Federal.** El Comité Interagencial sobre Seguridad Sísmica en la Construcción ha preparado una orden ejecutada por el presidente ([Orden Ejecutiva 12699 2016](#)) que establece que todas las construcciones de edificios de propiedad federal o arrendadas, así como la construcción asistida y regulada por el gobierno federal, deben construirse para mitigar los peligros sísmicos y que las disposiciones del NEHRP se consideren el estándar adecuado. Se espera que este estándar se considere equivalente, pero el lector debe tener en cuenta que existen ciertas diferencias.

C11.1.1 Propósito. El propósito de la Sección 11.1.1 es aclarar que los requisitos de detalle y las limitaciones prescritas en esta sección y las normas a las que se hace referencia todavía se requieren incluso cuando las combinaciones de carga de diseño que involucran las fuerzas del viento de los Capítulos 26 a 29 producen efectos mayores que las combinaciones de carga de diseño que involucran las fuerzas sísmicas de los Capítulos 11 al 23. Este detalle es necesario para que la estructura resista, de manera dúctil, cargas sísmicas potenciales que excedan las cargas de viento prescritas. Una ruta de carga continua y adecuada es un requisito de diseño obvio, pero la experiencia ha demostrado que a menudo se pasa por alto y que pueden producirse daños y colapsos significativos. La base para este requisito de diseño es doble:

1. Asegurar que el diseño haya identificado completamente el sistema de resistencia a la fuerza sísmica y su nivel de diseño apropiado y 2. Asegurar que la base del diseño esté completamente identificada para fines de futuras modificaciones o cambios en la estructura.

Los requisitos detallados para analizar y diseñar esta trayectoria de carga se proporcionan en los capítulos correspondientes de diseño y materiales.

C11.1.2 Alcance. Ciertas estructuras están exentas para lo siguiente razones:

Exención 1: las viviendas independientes con estructura de madera que no excedan los dos pisos por encima del nivel del suelo construidas de acuerdo con las disposiciones prescriptivas del Código Residencial Internacional (IRC) para la construcción con estructura de madera liviana, incluidas todas las disposiciones y limitaciones sísmicas aplicables del IRC, se consideran capaces de resistir las fuerzas sísmicas previstas. Las viviendas unifamiliares de uno y dos pisos con estructura de madera generalmente se han desempeñado bien incluso en regiones de mayor sismicidad. Por lo tanto, dentro de su alcance, el IRC proporciona adecuadamente el nivel de seguridad requerido para los edificios. Las estructuras que no cumplen con las limitaciones prescriptivas del IRC deben diseñarse y construirse de acuerdo con el Código Internacional de Construcción (IBC) y las disposiciones de ASCE 7 adoptadas en el mismo.

Exención 2: las estructuras de almacenamiento agrícola generalmente están exentas de la mayoría de los requisitos del código porque tales estructuras están destinadas solo a la ocupación humana incidental y representan un riesgo excepcionalmente bajo para la vida humana.

Exención 3—No se cubren puentes, torres de transmisión, reactores nucleares y otras estructuras con configuraciones y usos especiales. Las reglamentaciones para edificios y estructuras similares a edificios presentadas en este documento no abordan adecuadamente el diseño y el desempeño de tales estructuras especiales.

ASCE 7 no es retroactivo y por lo general se aplica a estructuras existentes solo cuando hay una adición, cambio de uso o alteración. La resistencia sísmica mínima aceptable de los edificios existentes es una política que normalmente establece la autoridad competente.

El Apéndice 11B de la norma contiene las reglas de aplicación de las condiciones básicas. ASCE 41 (2014) proporciona orientación técnica pero no contiene recomendaciones de política. Un capítulo del Código Internacional de Construcción (IBC) se aplica a la alteración, reparación, adición y cambio de ocupación de edificios existentes, y el Consejo del Código Internacional mantiene el Código Internacional de Construcción Existente (IEBC) y comentarios asociados.

C11.1.3 Aplicabilidad. Los edificios industriales pueden clasificarse como estructuras que no son de edificación en ciertas situaciones con el fin de determinar los coeficientes y factores de diseño sísmico, las limitaciones del sistema, los límites de altura y los requisitos de detalle asociados.

Muchas estructuras de edificios industriales tienen geometrías y/o sistemas de armazón que son diferentes de la clase más amplia de estructuras ocupadas abordadas en el Capítulo 12, y la naturaleza limitada de la ocupación asociada con estos edificios reduce el peligro asociado con su desempeño en terremotos.

Por lo tanto, cuando la ocupación se limita principalmente a

operaciones de mantenimiento y monitoreo, estas estructuras pueden diseñarse de acuerdo con las disposiciones de la Sección 15.5 para estructuras no edificables similares a edificios. Los ejemplos de dichas estructuras incluyen, entre otros, edificios de calderas, hangares de aeronaves, acerías, instalaciones de fundición de aluminio y otras instalaciones de fabricación automatizada, por lo que las restricciones de ocupación para dichas instalaciones deben revisarse de manera única en cada caso. Estas estructuras pueden ser estructuras revestidas o abiertas.

#### C11.1.4 Suplente Materiales y Métodos de Construcción

No es posible que una norma de diseño proporcione criterios para el uso de todos los materiales posibles y sus combinaciones y métodos de construcción, ya sean existentes o previstos. Esta sección sirve para enfatizar que la evaluación y aprobación de materiales y métodos alternativos requieren un sistema de aprobación reconocido y aceptado. Los requisitos para los materiales y métodos de construcción contenidos en el documento representan el juicio del mejor uso de los materiales y métodos basados en experiencia bien establecida y desempeño sísmico histórico. Es importante que cualquier reemplazo o sustituto se evalúe con una comprensión de todas las ramificaciones de rendimiento, resistencia y durabilidad implícitas en la norma.

Hasta que se creen las normas y agencias necesarias, las autoridades que tienen jurisdicción deben operar sobre la base de la mejor evidencia disponible para fundamentar cualquier solicitud de alternativas. Si faltan estándares aceptados, las solicitudes de materiales o métodos alternativos deben respaldarse con datos de prueba obtenidos de los requisitos de datos de prueba en la Sección 1.3.1. Las pruebas deben simular las condiciones esperadas de carga y deformación a las que puede estar sujeto el sistema, componente o ensamblaje durante la vida útil de la estructura. Estas condiciones, cuando corresponda, deben incluir varios ciclos de inversiones completas de cargas y deformaciones en el rango inelástico.

C11.1.5 Garantía de Calidad. Los requisitos de garantía de calidad (QA) son esenciales para el desempeño satisfactorio de las estructuras en los terremotos. Los requisitos de QA generalmente se incorporan en los códigos de construcción como inspecciones y pruebas especiales o como observación estructural, y se hacen cumplir a través de las autoridades competentes. Muchos requisitos del código de construcción son paralelos o hacen referencia a los requisitos que se encuentran en las normas adoptadas por ASCE 7. Cuando el código de construcción no requiere específicamente inspecciones y pruebas especiales, u observaciones estructurales, los inspectores empleados por la autoridad que tiene el control de calidad generalmente brindan un nivel de garantía de calidad. jurisdicción.

Cuando los códigos de construcción no estén en vigor o cuando los requisitos de los códigos no se apliquen o sean inadecuados para una estructura o sistema único, el diseñador profesional registrado para la estructura o el sistema debe desarrollar un programa de control de calidad para verificar que la estructura o el sistema esté construido como diseñado. Un programa de control de calidad podría basarse en disposiciones similares del código de construcción o las normas aplicables.

El plan de garantía de calidad se utiliza para describir el programa de garantía de calidad al propietario, a la autoridad competente y a todos los demás participantes en el programa de garantía de calidad. Como tal, el plan de garantía de la calidad debe incluir definiciones de funciones y responsabilidades de los participantes. Se prevé que, en la mayoría de los casos, el propietario del proyecto sería el responsable de implementar el plan de garantía de la calidad.

#### C11.2 DEFINICIONES

**ACCESORIOS, COMPONENTES Y SOPORTES:** La distinción entre accesorios, componentes y soportes es necesaria para comprender los requisitos para los componentes no estructurales y las estructuras que no son de edificación. Los casos comunes asociados con elementos no estructurales se ilustran en la figura C11.2-1. los

FIGURA C11.2-1 Ejemplos de accesorios, componentes y soportes

las definiciones de accesorios, componentes y soportes son generalmente aplicables a los componentes con una envoltura definida en la condición de fabricación y para los cuales se requieren soportes y accesorios adicionales para proporcionar soporte en la condición de construcción. Esta distinción puede no ser siempre clara, particularmente cuando el componente está equipado con soportes prefabricados; por lo tanto, se debe usar el juicio en la asignación de fuerzas a elementos específicos de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 13.

**BASE:** Los siguientes factores afectan la ubicación de la base sísmica:

- ubicación de la pendiente en relación con los niveles del piso,
- condiciones del suelo adyacente al edificio, • aberturas en las paredes del sótano, • ubicación y rigidez de los elementos verticales de la sísmica
- sistema resistente a la fuerza,
- ubicación y extensión de las separaciones sísmicas, • profundidad del sótano, • forma en que se sostienen las paredes del sótano, • proximidad a los edificios adyacentes, y • pendiente del grado.

Para edificios típicos en sitios nivelados con suelos competentes, la base generalmente está cerca del plano de pendiente. Para un edificio sin sótano, la base generalmente se establece cerca de la elevación de la losa a nivel del suelo, como se muestra en la Fig. C11.2-2. Cuando los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas estén apoyados sobre zapatas interiores o encepados de pilotes, la base es la parte superior de estos elementos. Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas se apoyan en la parte superior de los muros de cimentación perimetrales, la base generalmente se establece en la parte superior de los muros de cimentación. A menudo, los elementos verticales se apoyan en varias elevaciones en la parte superior de

FIGURA C11.2-2 Base para un sitio nivelado

zapatas, encepados y muros perimetrales de cimentación. Cuando esto ocurre, la base generalmente se establece como la elevación más baja de la parte superior de los elementos que soportan los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

Para un edificio con un sótano ubicado en un sitio nivelado, a menudo es apropiado ubicar la base en el piso más cercano al nivel, como se muestra en la Fig. C11.2-3. Si la base se va a establecer en el nivel más cercano al grado, el perfil del suelo sobre la profundidad del sótano no debe ser licuable en el movimiento del suelo MCEG.

El perfil del suelo sobre la profundidad del sótano tampoco debe incluir arcillas rápidas y altamente sensibles o suelos débilmente cementados propensos a colapsar en el movimiento del suelo MCEG. Cuando los suelos licuables o los suelos susceptibles de fallar o colapsar en un movimiento de tierra MCEG se encuentren dentro de la profundidad del sótano, es posible que la base deba ubicarse debajo de estos suelos en lugar de cerca del nivel del suelo. Se requieren suelos rígidos sobre la profundidad del sótano porque las fuerzas sísmicas se transmiten hacia y

FIGURA C11.2-3 Base a Nivel de Planta Baja

del edificio a este nivel y sobre la altura de los muros del sótano. El ingeniero de registro es responsable de establecer si los suelos son lo suficientemente rígidos para transmitir fuerzas sísmicas cerca del nivel. Para edificios altos o pesados o donde hay suelos blandos dentro de la profundidad del sótano, los suelos pueden comprimirse lateralmente demasiado durante un terremoto para transmitir fuerzas sísmicas cerca del nivel del suelo. Para estos casos, la base debe ubicarse a un nivel bajo rasante.

En algunos casos, la base puede estar a un nivel de piso por encima del nivel del suelo. Para que la base se ubique a un nivel de piso por encima del nivel del suelo, las paredes rígidas de los cimientos en todos los lados del edificio deben extenderse hasta la parte inferior del nivel elevado que se considera la base. La ubicación de la base sobre el nivel del suelo se basa en los principios del procedimiento de fuerza lateral equivalente de dos etapas para una parte superior flexible de un edificio con una décima parte de la rigidez de la parte inferior del edificio, como se permite en la Sección 12.2.3.2. Para que un nivel de piso por encima del nivel del suelo se considere la base, generalmente no debe estar por encima del nivel del suelo más de la mitad de la altura del piso del sótano, como se muestra en la Fig. C11.2-4. La Fig. C11.2-4 ilustra el concepto del nivel de base ubicado en la parte superior de un nivel de piso por encima del nivel del suelo, que también incluye sistemas de piso de armazón ligero que descansan sobre paredes rígidas de sótano o paredes rígidas de sótano de espacio de acceso estrecho de concreto o construcción de albañilería.

Una condición en la que las paredes del sótano que se extienden por encima del nivel del suelo pueden no proporcionar la rigidez adecuada es cuando las paredes del sótano tienen muchas aberturas para elementos como pozos de luz, áreas de paso, ventanas y puertas, como se muestra en la Fig. C11.2-5. Cuando la rigidez de la pared del sótano sea inadecuada, la base debe tomarse como el nivel cercano pero por debajo del nivel del suelo. Si todos los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas están ubicados en la parte superior de las paredes del sótano y hay muchas aberturas en las paredes del sótano, puede ser apropiado establecer la base en la parte inferior de las aberturas. Otra condición donde las paredes del sótano pueden

FIGURA C11.2-5 Base debajo de aberturas sustanciales en el sótano muro

no ser lo suficientemente rígido es donde los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas son muros de corte largos de concreto que se extienden a lo largo de toda la altura y longitud del edificio, como se muestra en la Fig. C11.2-6. Para este caso, la ubicación adecuada para la base es el nivel de cimentación de las paredes del sótano.

Cuando la base se establezca por debajo del nivel del suelo, el peso de la parte del piso por encima de la base que esté parcialmente por encima y por debajo del nivel del suelo debe incluirse como parte del peso sísmico efectivo. Si se usa el procedimiento de fuerza lateral equivalente, este procedimiento puede resultar en fuerzas desproporcionadamente altas en los niveles superiores debido a una gran masa en este nivel más bajo por encima de la base. La magnitud de estas fuerzas a menudo se puede mitigar mediante el uso del procedimiento de fuerza lateral equivalente de dos etapas donde esté permitido o mediante el análisis dinámico para determinar la distribución de fuerzas sobre la altura del edificio. Si se utiliza el análisis dinámico, puede ser necesario incluir múltiples modos para capturar la participación de masa requerida, a menos que se incorporen manantiales de suelo en el modelo. La incorporación de manantiales de suelo en el modelo generalmente reduce las fuerzas sísmicas en los niveles superiores. Con uno o más pisos rígidos debajo de pisos más flexibles, el comportamiento dinámico de la estructura puede resultar en que la porción del cortante base del primer modo sea menor que la porción del cortante base de los modos más altos.

Otras condiciones también pueden requerir el establecimiento de la base por debajo del nivel del suelo para un edificio con un sótano que se encuentra en un sitio nivelado. Tales condiciones incluyen aquellas donde las separaciones sísmicas se extienden a través de todos los pisos, incluidos aquellos ubicados cerca y debajo del nivel del suelo; aquellos donde los diafragmas del piso cerca y debajo del nivel del suelo no están amarrados a la pared de cimentación; aquellos en los que los diafragmas del piso, incluido el diafragma para el piso cercano al nivel del suelo, son flexibles; y aquellos donde se encuentran otros edificios cercanos.

Para un edificio con separaciones sísmicas que se extienden a lo largo de la altura del edificio, incluidos los niveles cercanos y por debajo del nivel del suelo, las estructuras separadas no están soportadas por el suelo contra un

FIGURA C11.2-4 Base en el nivel más cercano a la elevación del terreno

FIGURA C11.2-6 Base al nivel de los cimientos donde hay muros de corte exteriores de longitud total

pared del sótano en todos los lados en todas las direcciones. Si solo hay una junta a través del edificio, la asignación de la base al nivel cercano al grado aún puede ser apropiado si los suelos sobre la profundidad de las paredes del sótano son rígidos y el diafragma es rígido. Se requieren suelos rígidos para que las fuerzas sísmicas puedan transferirse entre los suelos y las paredes del sótano tanto en fricción de apoyo como lateral. Si los suelos no son rígidos, es posible que no se desarrolle una fricción lateral adecuada para el movimiento en la dirección perpendicular a la junta.

Para edificios de gran tamaño, las juntas de separación sísmica pueden extenderse a través del edificio en dos direcciones y puede haber múltiples juntas paralelas en una dirección dada. Para estructuras individuales dentro de estos edificios, las diferencias sustanciales en la ubicación del centro de rigidez para los niveles por debajo del nivel en relación con los niveles por encima del nivel pueden provocar una respuesta torsional.

Para tales edificios, la base debe estar normalmente en los elementos de cimentación por debajo del sótano o en el nivel más alto de losa del sótano donde ya no se proporcionan las separaciones.

Cuando los niveles del piso no estén atados a las paredes de los cimientos, es posible que la base deba ubicarse muy por debajo del nivel del cimiento. Un ejemplo es un edificio con muros de amarre y losas de piso postensadas. Para tal estructura, las losas no pueden estar amarradas a la pared para permitir el movimiento relativo entre ellas. En otros casos, se puede proporcionar una junta blanda. Si las fuerzas de corte no pueden transferirse entre la pared y el nivel del suelo o el piso del sótano, la ubicación de la base depende de si las fuerzas pueden transferirse a través de los apoyos entre el diafragma del piso y la pared del sótano y entre la pared del sótano y los suelos circundantes. Los diafragmas de piso que se apoyan contra las paredes del sótano deben resistir el esfuerzo de compresión de las fuerzas sísmicas sin pandearse. Si se proporciona una junta sísmica o de expansión en uno de estos edificios, es casi seguro que la base debe ubicarse en el nivel de los cimientos o en un nivel por debajo del nivel donde la junta ya no existe.

Si el diafragma a nivel del suelo es flexible y no tiene una resistencia a la compresión sustancial, es posible que la base del edificio deba ubicarse por debajo del nivel del suelo. Esta condición es más común con los edificios existentes. Los edificios más nuevos con diafragmas flexibles deben diseñarse para compresión para evitar el daño que de otro modo podría ocurrir.

La proximidad a otras estructuras también puede afectar la ubicación de la base. Si otros edificios con sótanos están ubicados adyacentes a uno o más lados de un edificio, puede ser apropiado ubicar la base en la parte inferior del sótano. Cuanto más cerca esté

edificio adyacente al edificio, más probable es que la base esté por debajo del nivel del suelo.

Para sitios con pendientes inclinadas, se aplican muchas de las mismas consideraciones para un sitio nivelado. Por ejemplo, en sitios con pendientes pronunciadas, la tierra puede ser retenida por un muro de amarre para que el edificio no tenga que resistir las presiones laterales del suelo. Para tal caso, el edificio es independiente del muro, por lo que la base debe ubicarse a un nivel cercano a la elevación del grado en el lado del edificio donde está más bajo, como se muestra en la Fig. C11.2-7. Donde

**FIGURA C11.2-7** Edificio con amarre o muro de contención en voladizo que está separado del edificio

**FIGURA C11.2-8** Edificio con elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas que soportan presiones laterales de tierra

Los elementos verticales del edificio del sistema resistente a fuerzas sísmicas también resisten las presiones laterales del suelo, como se muestra en la Fig. C11.2-8, la base también debe ubicarse a un nivel cercano a la elevación del grado en el lado del edificio donde el grado es bajo. Para estos edificios, el sistema de resistencia a fuerzas sísmicas por debajo del grado más alto es a menudo mucho más rígido que el sistema utilizado por encima, como se muestra en la Fig. C11.2-9, y los pesos sísmicos para niveles cercanos y por debajo del grado más alto son mayores que para niveles por encima del grado más alto. El uso de un procedimiento de fuerza lateral equivalente de dos etapas puede ser útil para estos edificios.

Cuando el sitio tiene una pendiente moderada, de modo que no varía en altura en más de un piso, las paredes rígidas a menudo se extienden hasta la parte inferior del nivel cerca de la elevación de alto grado, y el sistema de resistencia a la fuerza sísmica por encima del nivel es mucho más alto. flexible por encima del nivel del suelo que por debajo del nivel del suelo. Si las paredes rígidas se extienden hasta la parte inferior del nivel cercano al alto grado en todos los lados del edificio, puede ser apropiado ubicar la base en el nivel más cercano al alto grado. Si las paredes inferiores rígidas no se extienden hasta la parte inferior del nivel ubicado más cerca del grado alto en todos los lados del edificio, la base debe asignarse al nivel más cercano al grado bajo. Si hay dudas sobre dónde ubicar la base, se debe tomar conservadoramente en la cota más baja.

**SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN:** A los efectos de determinar el anclaje de los componentes del Capítulo 13, un sistema de distribución se caracteriza como una serie de componentes mecánicos o eléctricos individuales en línea que se han unido físicamente para funcionar como un sistema interconectado. En general, los componentes individuales en línea de un sistema de distribución son comparables a los de la tubería, ducto o canalización eléctrica, de modo que el comportamiento sísmico general del sistema es relativamente uniforme a lo largo de su longitud. Por ejemplo, un amortiguador en un conducto o una válvula en una tubería es suficientemente similar al peso del conducto o tubería en sí, a diferencia de un ventilador grande o un intercambiador de calor grande. Si un componente es lo suficientemente grande como para requerir un soporte independiente de la tubería,

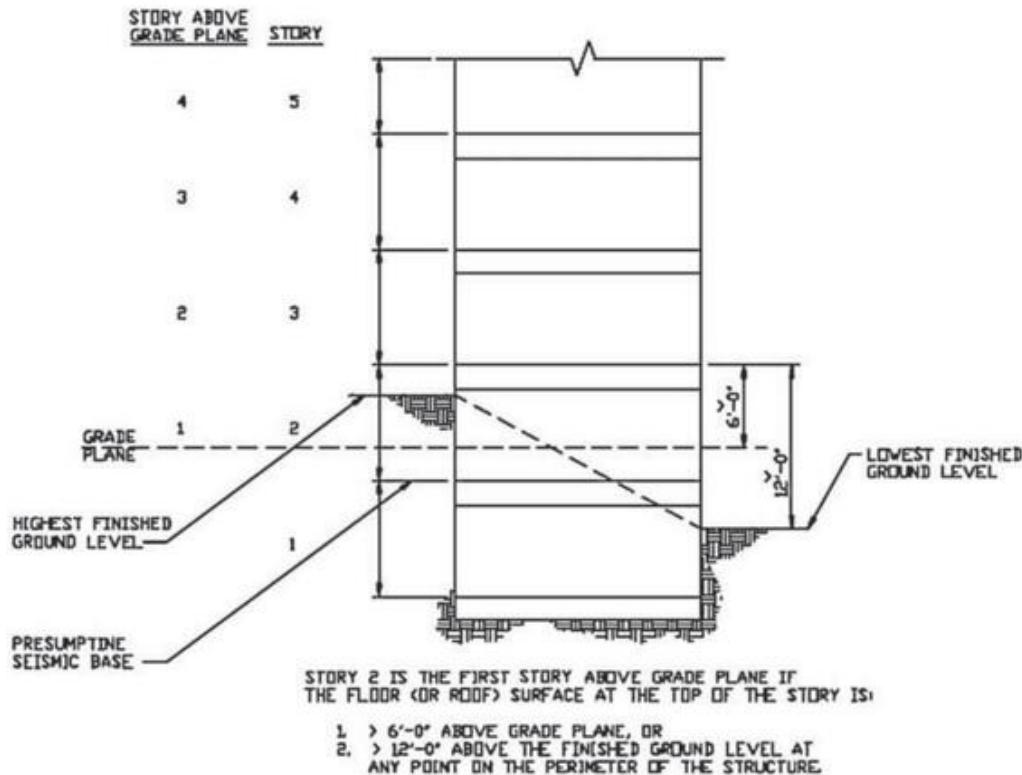


FIGURA C11.2-10 Ilustración de la definición de piso sobre plano de pendiente

conducto, o conducto al que está conectado, probablemente debería ser tratado como un componente discreto con respecto tanto a las exenciones como a los requisitos generales de diseño. Los sistemas de distribución representativos se enumeran en la Tabla 13.6-1.

**DIAFRAGMA CONTROLADO POR FLEXIÓN:** Un ejemplo de un diafragma controlado por flexión es un diafragma de concreto vaciado en el lugar, donde el mecanismo de fluencia por flexión normalmente sería la fluencia del refuerzo de tensión del cordón.

**DIAFRAGMA CONTROLADO POR CORTE:** Los diafragmas controlados por corte se dividen en dos categorías principales. La primera categoría son los diafragmas que no pueden desarrollar un mecanismo de flexión debido a la relación de aspecto, la resistencia de los miembros del cordón u otras restricciones. La segunda categoría son los diafragmas que están destinados a ceder en cortante en lugar de en flexión. Los diafragmas revestidos de madera, por ejemplo, normalmente caen en la segunda categoría.

**PLANO DE PLANTA SOBRE GRADO:** La Fig. C11.2-10 ilustra esta definición.

**FUERZAS DE TRANSFERENCIA:** Las fuerzas de transferencia son fuerzas de diafragma que no son causadas por la aceleración de la masa de inercia del diafragma. Las fuerzas de transferencia ocurren debido a las discontinuidades en el elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas o debido a cambios en la rigidez de estos elementos verticales de un piso al siguiente, incluso si no hay discontinuidad. Además, los edificios que combinan pórticos y muros de corte, que tendrían diferentes formas desviadas bajo la misma carga, también desarrollan fuerzas de transferencia en los diafragmas que obligan a los pórticos y los muros de corte a deformarse juntos; este desarrollo es especialmente significativo en los sistemas duales.

### C11.3 SÍMBOLOS

Las disposiciones para el diseño de diafragmas de hormigón prefabricado tienen por objeto garantizar que la fluencia, cuando se produzca, sea dúctil. Dado que la fluencia en cortante es generalmente frágil en hormigón prefabricado

conexiones, se ha introducido un factor de sobrerresistencia adicional,  $\gamma_v$ ; la resistencia al corte requerida para un diafragma prefabricado debe ser amplificada por este factor. Este término se añade a los símbolos.

$\gamma_{MDD}$  = Este símbolo se refiere a la deflexión del diafragma en el plano y, por lo tanto, se designa con un delta en minúsculas. Tenga en cuenta que la definición de  $\gamma_{MDD}$  se refiere a "carga lateral" sin ninguna calificación, y la definición de  $\gamma_{ADVE}$  se refiere a "carga lateral tributaria equivalente a la utilizada en el cálculo de  $\gamma_{MDD}$ ". Esta equivalencia es un concepto importante que formaba parte de la definición del Código Uniforme de Construcción (UBC) de 1997 (ICBO 1997) para un diafragma flexible.

$\gamma_v$  = Las disposiciones para el diseño de diafragmas de hormigón prefabricado tienen por objeto garantizar que la fluencia, cuando se produzca, sea dúctil. Dado que la fluencia al cortante es generalmente frágil en las conexiones de hormigón prefabricado, se ha introducido un factor adicional de sobrerresistencia,  $\gamma_v$ ; la resistencia al corte requerida para un diafragma prefabricado debe ser amplificada por este factor. Este término se añade a los símbolos.

### C11.4 VALORES DEL MOVIMIENTO SÍSMICO DEL TERRENO

La base para los valores mapeados de los movimientos de tierra MCER en ASCE 7-16 es idéntica a la de ASCE 7-10. Ambos son significativamente diferentes de los valores mapeados de movimientos de tierra MCE en ediciones anteriores de ASCE 7. Estas diferencias incluyen el uso de (1) movimientos de tierra probabilísticos que se basan en riesgo uniforme, en lugar de peligro uniforme, (2) movimientos de tierra deterministas que se basan en el percentil 84 (aproximadamente 1,8 veces la mediana), en lugar de 1,5 veces la aceleración espectral de respuesta mediana para sitios cerca de fallas activas, y (3) la intensidad del movimiento del suelo que se basa en el máximo en lugar del promedio

(media geométrica) aceleración espectral de respuesta en el plano horizontal. Estas diferencias se explican en detalle en el Comentario de las disposiciones recomendadas del NEHRP de 2009. Excepto para determinar los valores de PGA de MCEG en los Capítulos 11 y 21, los valores mapeados se dan como valores espectrales de MCER.

**C11.4.1 Sitios Cercanos a la Falla.** Además de aceleraciones muy grandes, los movimientos del suelo en sitios ubicados cerca de la zona de ruptura de la falla de terremotos de gran magnitud pueden exhibir características impulsivas, así como una direcciónalidad única que normalmente no se registra en sitios ubicados más distantes de la zona de ruptura.

En terremotos pasados, se ha observado que estas características son particularmente destructivas. En consecuencia, esta norma establece criterios de diseño más restrictivos para estructuras ubicadas en sitios donde pueden ocurrir tales movimientos del terreno. El estándar también requiere la consideración directa de estas características únicas en la selección y escala de los movimientos del suelo utilizados en el análisis del historial de respuesta no lineal y para el diseño de estructuras que utilizan dispositivos de aislamiento sísmico o disipación de energía cuando se ubican en dichos sitios.

La distancia desde la zona de ruptura de la falla a la que se pueden experimentar estos efectos depende de varios factores, incluidos el tipo de ruptura, la profundidad de la falla, la magnitud y la dirección de ruptura de la falla. Por lo tanto, una definición precisa de lo que constituye un sitio cercano a la falla es difícil de establecer sobre una base general. Este estándar utiliza dos categorizaciones de condiciones cercanas a la falla, ambas basadas en la distancia de un sitio desde una falla activa conocida, capaz de producir terremotos de una magnitud definida o mayor, y con tasas de deslizamiento anuales promedio de cantidades no despreciables. Estas definiciones se introdujeron por primera vez en el UBC de 1997 ([ICBO 1997](#)). La Fig. C11.4-1 ilustra los medios para determinar la distancia de un sitio a una falla, donde el plano de falla se hunde en un ángulo relativo a la superficie del suelo.

**C11.4.2 Parámetros de aceleración mapeados.** Las aceleraciones espectrales de respuesta mapeadas (5% de amortiguamiento) se proporcionan en EE. UU. Mapas del Servicio Geológico (USGS) para períodos cortos, SS y en 1 s, S1, para sitios en el límite de las Clases de sitio B y C, que es  $vs = 760 \text{ m/s}$  (2500 pies/s). Los mapas del USGS han sido aplicables a esta condición del sitio desde 1996 ([Frankel et al. 1996](#)), pero ahora están más claramente marcados como aplicables al valor de referencia de  $vs$ . Los mapas de movimiento del suelo del USGS están disponibles en <https://doi.org/10.5066/F7NK3C76>.

**C11.4.3 Clase de sitio.** Los nuevos coeficientes del sitio,  $Fa$  y  $Fv$ , requerían una revisión de la clase de sitio predeterminada cuando el sitio está

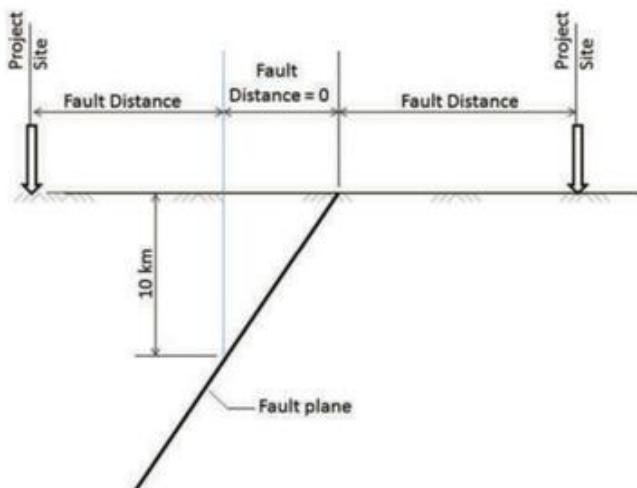


FIGURA C11.4-1 Distancia de falla para varias ubicaciones del sitio del proyecto

conocido como suelo no clasificado como Sitio Clase E o F. Los valores  $Fa$  y  $Fv$  para Sitio Clase D en ASCE 7-10 siempre fueron iguales o mayores que los valores  $Fa$  y  $Fv$  para Sitio Clase C. Por lo tanto, especificar Sitio Clase D como la clase de sitio predeterminada aseguró que las aceleraciones espectrales de respuesta no se subestimaran. Sin embargo, los valores de  $Fa$  para el Sitio Clase C son mayores que los del Sitio Clase D para  $SS \geq 1.0$ . Por lo tanto, se requirió una modificación menor, que consistió en agregar la oración "Cuando se seleccione la Clase de sitio D como la clase de sitio predeterminada según la Sección 11.4.3, el valor de  $Fa$  no deberá ser inferior a 1,2". en el último párrafo de la Sección 11.4.4 para garantizar que se seleccionaría el mayor de los coeficientes de sitio para las Clases de sitio C y D cuando las propiedades del suelo no se conocen suficientemente para determinar la clase de sitio, y la autoridad competente o los datos geotécnicos tienen determinado que los suelos Clase E o F del sitio no están presentes.

Debido a que los coeficientes del sitio,  $Fa$  y  $Fv$ , son menores que la unidad (1.0) para el Sitio Clase B, se agregó un nuevo párrafo a esta sección que requiere la medición de la velocidad de la onda de corte para demostrar que el sitio es Sitio Clase B de acuerdo con la definición en la Sección 20.3. Además, cuando  $S1 \geq 1.0$ , los valores de  $Fa$  para el Sitio Clase C ahora son mayores que los del Sitio Clase D.

**C11.4.4 Coeficientes del sitio y parámetros de aceleración de la respuesta espectral del terremoto máximo considerado según el riesgo (MCER).** Los parámetros de respuesta de aceleración obtenidos de los mapas (figuras) citados en la Sección 11.4.2 son aplicables para sitios que tienen  $vs = 760 \text{ m/s}$  ( $vs = 2500 \text{ ft/s}$ ).

Para otras condiciones del sitio, los valores  $SS$  y  $S1$  se calculan como se indica en la Sección 11.4.4. Esta sección se revisó de ASCE 7-10 para ajustar los factores del sitio a una condición del sitio de referencia de  $vs = 760 \text{ m/s}$  ( $vs = 2500 \text{ pies/s}$ ) (en lugar de la Clase B del sitio) y para reflejar conocimientos y datos más recientes, relacionados con la respuesta del sitio.

Los coeficientes de sitio,  $Fa$  y  $Fv$ , presentados, respectivamente, en las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 para las diversas clases de sitios se basan en análisis de datos de movimiento fuerte y en simulaciones numéricas de respuesta de sitio no lineal. El desarrollo de los factores que estaban vigentes desde las Disposiciones NEHRP de 1994 hasta ASCE 7-10 se describe en Dobry et al. (2000) y las referencias que contiene. La motivación para las revisiones de estos factores del sitio incluye lo siguiente ([Seyhan y Stewart 2012](#)): (1) actualizar la condición del sitio de referencia utilizada para los factores para que coincida con la condición en los mapas nacionales, que es  $vs = 760 \text{ m/s}$  ( $vs = 2500 \text{ pies/s}$ ); y (2) incorporar a los factores las ganancias sustanciales de conocimiento (derivadas en gran parte de un enorme aumento en los datos disponibles) sobre la respuesta del sitio durante las últimas dos décadas.

El trabajo realizado para desarrollar los factores revisados se describe en dos informes de PEER ([Boore et al. 2013, Stewart y Seyhan 2013](#)). Desarrollan un modelo de amplificación de sitio semiempírico para regiones superficiales de la corteza con dos componentes: (1) un componente para dar cuenta del cambio en el movimiento del suelo con  $vs$  para condiciones de sacudidas débiles (denominado componente de escala  $vs$ ); y (2) un componente que explica el efecto de la no linealidad. El componente de escala  $vs$  se derivó de datos de movimiento de tierra fuerte recopilados y analizados como parte del proyecto NGA West 2 (<http://peer.berkeley.edu/ngawest2/>). Mientras que Stewart y Seyhan (2013) describen algunas variaciones regionales en la escala  $vs$ , dichas variaciones no se consideraron lo suficientemente sólidas para incluirlas en el modelo y, por lo tanto, la escala  $vs$  del modelo refleja el promedio del conjunto de datos internacional completo.

El componente no lineal del modelo está diseñado para capturar conjuntamente los efectos no lineales revelados por el análisis de datos de movimiento fuerte y los resultados de las simulaciones numéricas de Kamai et al. (2013).

Se usa el modelo completo (que incorpora escala  $vs$  y no linealidad) para derivar los valores recomendados de  $Fa$  y  $Fv$  para las clases de sitio B-D. La velocidad de referencia utilizada en el

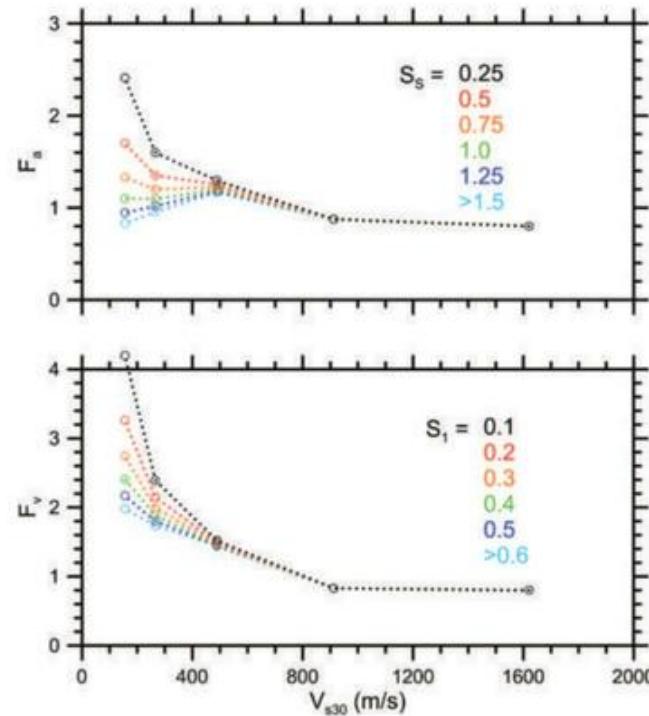
cálculos fue de 760 m / s (2500 pies / s). Los valores de vs utilizados para calcular los factores tabulados para las Clases B, C y D fueron 913 m/s (2995 pies/s), 489 m/s (1604 pies/s) y 266 m/s (873 pies/s). s), respectivamente.

Estos son valores promedio de vs para sitios en las clases respectivas según el conjunto de datos NGA-West 2.

Para la Clase de sitio E, las estimaciones medianas de la amplificación del sitio se calcularon usando el modelo completo (aplicado a 155 m/s (509 pies/s)) como con las otras clases. Sin embargo, los factores recomendados para la clase de sitio E aumentan por encima de la mediana en la mitad de la desviación estándar dentro del evento derivada de los datos, lo que aumenta los factores del sitio en aproximadamente un factor de 1,3 a 1,4. Este incremento introduce un sesgo conservador a los factores Clase E que

se considera deseable debido a la cantidad relativamente modesta de datos para esta condición del sitio. También se aplicó un sesgo conservador en los factores del sitio original para la Clase E.

La Fig. C11.4-2 muestra los factores de sitio recomendados en función de vs para los niveles de excitación (especificados como valores de SS y S1) dados en las Tablas 11.4-1 y 11.4-2. Los factores de sitio revisados para el Sitio Clase B (roca) son más pequeños que los valores anteriores debido al cambio en la velocidad de referencia de 1050 a 760 m/s (3445 a 2500 pies/s). Los valores revisados para los sitios de suelo son generalmente similares a los valores anteriores. Sin embargo, para niveles de sacudimiento más fuertes y suelos de clase de sitio C y D, los factores de sitio revisados son iguales o mayores que los valores anteriores debido a niveles reducidos de no linealidad, especialmente en períodos largos (es decir, en el parámetro Fv). Para la Clase E, los niveles relativos de los factores de sitio revisados y anteriores están fuertemente influenciados por la cantidad de sesgo conservador adoptado en su selección.



Nota: En el cuadro superior de esta figura, los valores de Fa para VS30 = 155 m/s (clase de sitio E) son 1,1, 1,0 y 0,8 para SS = 1,0, 1,25 y >1,5, respectivamente. Estos valores fueron originalmente aprobados por el Comité de Actualización de Disposiciones pero luego fueron reemplazados por la nota, "Ver Sec. 11.4.8", que fue requerido por los resultados de investigaciones más recientes. Consulte la Sección C11.4.8 para obtener más detalles.

FIGURA C11.4-2 Factores de sitio Fa y Fv como función de vs (mostrado como Vs30 en la figura) para varias amplitudes de sacudidas de roca de referencia.

Fuente: Stewart y Seyhan 2013.

Mientras que los niveles generales de amplificación del sitio de Clase E siguen siendo los mismos, el grado de no linealidad se ha reducido algo para Fa y se ha aumentado algo para Fv.

Los factores revisados son aplicables para condiciones de sitio promedio en regiones tectónicamente activas (por ejemplo, la costa oeste de los Estados Unidos). Debido a las diferentes condiciones promedio del sitio en regiones continentales estables (como el centro y el este de los Estados Unidos), se deben anticipar diferencias en la respuesta promedio del sitio en relación con los factores de las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 para tales regiones. Esta diferencia se puede abordar mediante un análisis específico del sitio realizado de acuerdo con la Sección 11.4.8.

Para las Clases de sitio B-D, los coeficientes de sitio Fa y Fv se pueden calcular a partir de las siguientes ecuaciones en lugar de utilizar los factores de sitio de las Tablas 11.4-1 y 11.4-2:

$$Fa = \exp \left( \frac{0.727 \ln Vs30}{760} \right)$$

$$\begin{aligned} &\text{y } 0,2298 \quad \exp \left( \frac{0.00638 \ln Vs30}{760} \right); 760 \text{ p } 360 \text{ pg } \\ &\exp \left( \frac{0.00638 \times 400g}{760} \right) \text{ p } 0.1 \text{ o } 1 \end{aligned}$$

en \_\_\_\_\_ (C11.4-1)

$$Fv = \exp \left( \frac{1.03 \ln \frac{Vs30}{760}}{0,118} \right)$$

$$\begin{aligned} &\exp \left( \frac{0.00756 \ln Vs30}{760} \right); 760 \text{ p } 360 \text{ pg } \\ &\exp \left( \frac{0.00756 \times 400g}{760} \right) \end{aligned}$$

In S1/0,760 p 0,1 \_\_\_\_\_ (C11.4-2)

En Ecs. (C11.4-1) y (C11.4-2), vs (mostrado como Vs30 en las ecuaciones) está en unidades de m/s y Ss y S1 están en unidades de g. Las ecuaciones se consideran útiles para vs = 150 a 1000 m/s (vs = 492 a 3281 ft/s), Ss = 0 y 1,8 g y S1 = 0 y 0,6 g (gravedad). Para obtener Fa y Fv para vs < 180 m/s (vs < 590 ft/s), la corrección de desviación estándar de  $b^{1/2}$  para la clase de sitio E descrita anteriormente en esta sección debería aplicarse al logaritmo natural de Fa y Fv resultantes de ambas ecuaciones. Las desviaciones estándar son 0,67 para Fa y 0,58 para Fv. La mitad de estas desviaciones estándar se sumarán a los logaritmos naturales de Fa y Fv; los antilogaritmos de los valores resultantes arrojan Fa y Fv para la clase de sitio E. Las ecuaciones aplicables para períodos específicos, y que permiten el uso de vs > 1000 m/s (vs > 3281 ft/s), se dan en Boore et al. (2013).

**C11.4.5 Parámetros de aceleración espectral de diseño.** Como se describe en la Sección C11.4, el diseño estructural en ASCE 7 se realiza para demandas sísmicas que son 2/3 de los espectros de respuesta de MCER. Como se establece en la Sección 11.4.5, se utilizan dos parámetros adicionales, SDS y SD1, para definir el espectro de respuesta de aceleración para este evento de nivel de diseño. Estos parámetros son 2/3 de los respectivos valores de SMS y SM1 y definen un espectro de respuesta de diseño para sitios de cualquier característica y para períodos naturales de vibración menores que el período de transición, TL. Los valores de SMS, SM1, SDS y SD1 también se pueden obtener del sitio web de USGS citado anteriormente.

**C11.4.6 Espectro de respuesta de diseño.** El espectro de respuesta de diseño (Fig. 11.4-1) consta de varios segmentos. El segmento de aceleración constante cubre la banda de período de T0 a Ts; las aceleraciones de respuesta en esta banda son constantes e iguales a SDS. El segmento de velocidad constante cubre la banda del período

de  $T_s$  a  $T_L$ , y las aceleraciones de respuesta en esta banda son proporcionales a  $1/T$  con la aceleración de respuesta en un período de 1 s igual a SD1. La porción de período largo del espectro de respuesta de diseño se define sobre la base del parámetro,  $T_L$ , el período que marca la transición del segmento de velocidad constante al segmento de desplazamiento constante del espectro de respuesta de diseño. Las aceleraciones de respuesta en el segmento de desplazamiento constante, donde  $T \geq T_L$ , son proporcionales a  $1/T^2$ . Los valores de  $T_L$  se proporcionan en los mapas de las Figs. 22-14 a 22-17.

Los mapas  $T_L$  se prepararon siguiendo un procedimiento de dos pasos. Primero, se estableció una correlación entre la magnitud del terremoto y la  $T_L$ . Luego, se cartografió la magnitud modal de la desagregación del peligro sísmico del movimiento del suelo en un período de 2 s (un período de 1 s para Hawái). Los detalles del procedimiento y la justificación del mismo se encuentran en Crouse et al. (2006).

**C11.4.8 Procedimientos de movimiento de tierra específicos del sitio.** Los movimientos del suelo específicos del sitio están permitidos para el diseño de cualquier estructura y son necesarios para el diseño de ciertas estructuras y ciertas condiciones del suelo del sitio. El objetivo de un análisis de movimiento del suelo específico del sitio es determinar los movimientos del suelo para las condiciones sísmicas locales y del sitio con mayor confianza de lo que es posible usando el procedimiento general de la Sección 11.4.

Como se señaló anteriormente, los procedimientos específicos del sitio del Capítulo 21 son los mismos que los utilizados por el Servicio Geológico de EE. UU. para desarrollar los valores mapeados de los movimientos del suelo MCER que se muestran en las Figs. 22-1 a 22-8 del Capítulo 22. A menos que se determinen diferencias significativas en las condiciones sísmicas locales y del sitio mediante un análisis específico del sitio del peligro sísmico, no se esperaría que los movimientos del suelo específicos del sitio difieran significativamente de los valores mapeados de moción de tierra MCER preparadas por el USGS.

Se requieren movimientos de suelo específicos del sitio para el diseño de estructuras en sitios de suelos más blandos e intensidades de movimiento de suelo más fuertes para los cuales los dos dominios de aceleración constante y velocidad constante (por ejemplo, del espectro de respuesta de diseño) no caracterizan adecuadamente la respuesta del sitio y la respuesta MCER la aceleración espectral no se puede calcular de manera confiable usando los procedimientos y fórmulas de la Sección 11.4. Los sitios de suelos más blandos que requieren movimientos de suelo específicos del sitio fueron identificados por un estudio que investigó y desarrolló soluciones a posibles deficiencias en los procedimientos de diseño de fuerza lateral equivalente (ELF) (y análisis de espectro de respuesta modal, MRS) (Kircher & Associates 2015). El impulso para el estudio ELF provino de un esfuerzo del Comité de Actualización de Disposiciones de BSSC (a fines del ciclo de 2015) para definir las fuerzas de diseño sísmico en períodos de respuesta adicionales más allá de 1,0 s; un primer paso para basar en última instancia las fuerzas de diseño sísmico en espectros de respuesta MCER de múltiples períodos.

Los espectros de respuesta MCER multiperíodo eliminarían las posibles deficiencias asociadas con el uso de fuerzas sísmicas basadas en solo dos períodos de respuesta al proporcionar directamente valores confiables de demanda sísmica en todos los períodos de diseño de interés. Desafortunadamente, los peligros de períodos múltiples y los métodos de diseño asociados aún no están lo suficientemente maduros para incorporarlos en los códigos sísmicos, y los requisitos específicos del sitio de la Sección 11.4.8 para sitios más blandos y movimientos de tierra más fuertes brindan una solución a corto plazo a un problema que finalmente se resolverá mediante la adopción de métodos de diseño basados en espectros de respuesta multiperíodo.

El valor del parámetro SMS se basa en la respuesta en un período de 0,2 s, y el valor del parámetro SM1 se basa en la respuesta en un período de 1 s. El dominio de aceleración constante definido por el parámetro (SMS) y el dominio de velocidad constante (SM1/T) son aproximaciones crudas a la forma real de las aceleraciones espectrales de respuesta de los movimientos del suelo MCER, como las calculadas usando los procedimientos específicos del sitio de Capítulo 21 para una serie de diferentes períodos de respuesta (los llamados espectros de respuesta MCER multiperíodo).

Aunque aproximados, los dos dominios de aceleración y velocidad constantes brindan una representación razonablemente precisa y conservadora del contenido de frecuencia de los movimientos del terreno de diseño cuando la aceleración espectral de respuesta máxima ocurre en o cerca de  $T = 0,2$  s, el período utilizado para definir SMS, y la respuesta máxima la velocidad espectral (es decir, la aceleración espectral de respuesta máxima dividida por el período de respuesta) se produce en o cerca de  $T = 1,0$  s, el período utilizado para definir SM1. Tal es el caso de la respuesta en sitios más rígidos regidos por terremotos de menor magnitud, pero generalmente es imprecisa y potencialmente poco conservadora en sitios más blandos (por ejemplo, Sitios Clases D y E), en sitios particulares en los que el peligro sísmico está dominado por terremotos de gran magnitud. En el último caso, los valores de SMS y SM1 se calcularían con mayor precisión si se basaran en la respuesta en períodos que representan mejor la aceleración espectral de respuesta máxima y la velocidad espectral de respuesta máxima y, por lo tanto, el contenido de frecuencia de los movimientos de tierra MCER del sitio de interés.

Los requisitos específicos del sitio de la Sección 21.4 de ASCE 7-10 reconocieron que los períodos de respuesta pico no siempre son de 0,2 s y 1,0 s y requieren que SD1 se tome como igual a 2 veces la aceleración espectral de respuesta a 2 s con más de 1 aceleración espectral de respuesta de -s, y que SDS se tome como igual a la aceleración espectral de respuesta de 0.2-s, pero no menos del 90% de la respuesta en cualquier período para representar mejor el contenido de frecuencia de los movimientos del suelo específicos del sitio. Para sitios más suaves gobernados por eventos de gran magnitud, el valor máximo de la velocidad espectral de respuesta puede ocurrir en un período más allá de 2 s, y ASCE 7-16 extiende los criterios SD1 de la Sección 21.4 a un rango de período de 1 s a 5 s para Sitio Síntesis de clase D y E (es decir,  $V_{s30} \geq 1200$  pies/s [ $V_{s30} \geq 365,76$  m/s]).

Las posibles deficiencias en las fuerzas de diseño sísmico ELF se ilustran en las Figs. C11.4-3, C11.4-4 y C11.4-5, cada uno de los cuales muestra gráficos de un espectro de respuesta MCER multiperíodo para la Clase de sitio BC, MCER multiperíodo, espectros de respuesta de diseño para la clase de sitio de interés (Clase de sitio C, D o E) y el espectro de diseño ELF de dos dominios, definido por el producto  $C_s \times \delta R/I_e$ . En estas figuras, los movimientos de tierra MCER representan un terremoto de magnitud 7.0 en  $R_x = 6.75$  km ( $R_x = 4.19$  mi), que tiene valores de los parámetros  $S_1 = 1.5$  g y  $S_2 = 0.6$  g para condiciones de Sitio Clase BC [ $V_{s30} = 2,500$  pies/s ( $V_{s30} = 762$  m/s)]. El espectro de diseño ELF se basa en estos valores de  $S_1$  y  $S_2$  y los valores de los coeficientes de sitio  $F_a$  y  $F_v$  para la clase de sitio de

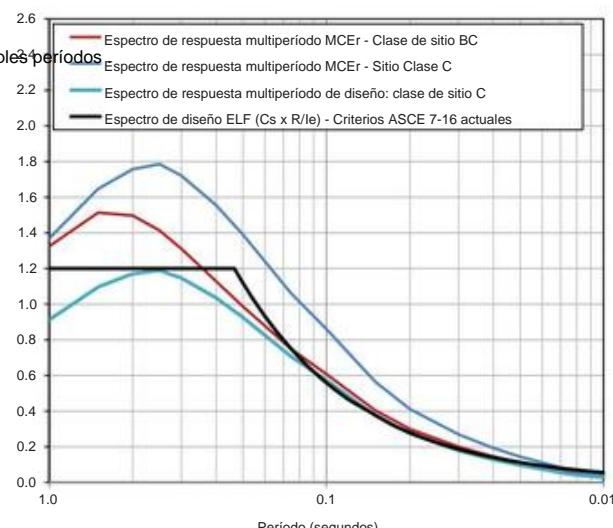


FIGURA C11.4-3 Comparación de ELF y espectros de diseño multiperíodo —Movimientos del suelo de clase C del sitio ( $V_{s30} = 1,600$  pies/s)

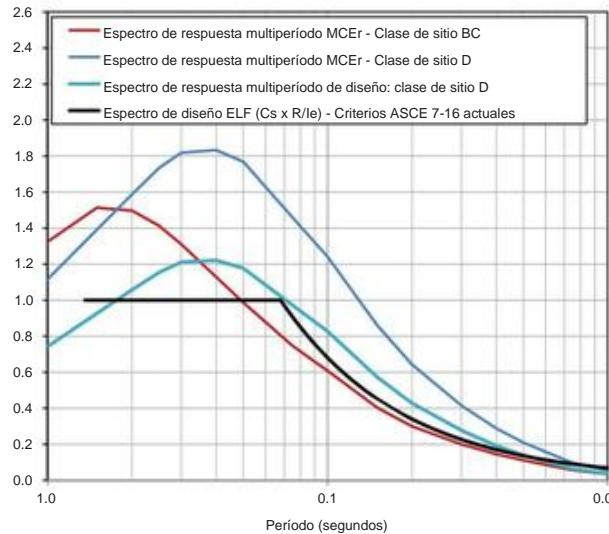


FIGURA C11.4-4 Comparación de ELF y espectros de diseño multiperíodo—  
Movimientos del terreno de clase D en el sitio ( $V_{s30} = 870 \text{ ft/s}$ )

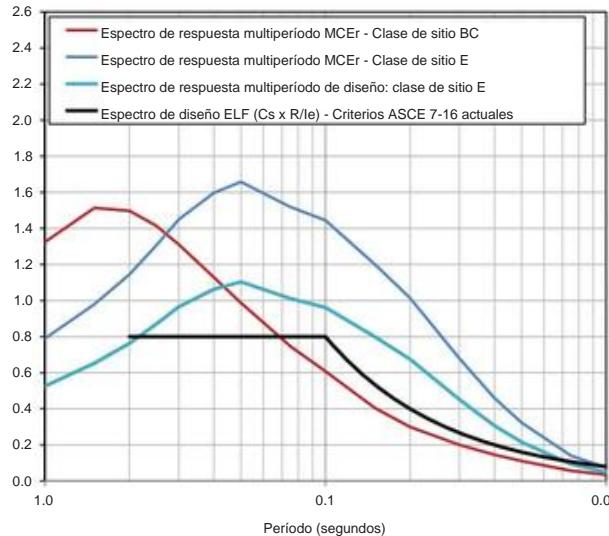


FIGURA C11.4-5 Comparación de ELF y espectros de diseño multiperíodo—  
Movimientos de tierra de clase E del sitio ( $V_{s30} = 510 \text{ pies/s}$ )

interesar. Por ejemplo, el dominio de aceleración constante se define por el valor del parámetro  $SDS = 2/3 \times 0.8 \times 1.5 g = 0.8 g$ , y el dominio de velocidad constante se define por el valor del parámetro  $SD1 = 2/3 \times 2.0 \times 0.6 g = 0.8 g$  para el espectro de diseño ELF que se muestra en la Fig. C11.4-5 para las condiciones del sitio Clase E.

Las comparaciones de espectros de diseño multiperíodo y ELF en las Figs. C11.4-3, C11.4-4 y C11.4-5 muestran diversos grados de similitud. Para la clase de sitio C (Fig. C11.4-3), el espectro de diseño ELF es similar al espectro de diseño multiperíodo. El dominio ELF de aceleración constante coincide con el pico del espectro de diseño multiperíodo en un período de 0,25 s, y el dominio ELF de velocidad constante ( $1/T$ ) coincide con el espectro de diseño multiperíodo en períodos de 1 s y mayores. Para la clase de sitio D (Fig. C11.4-4), el espectro de diseño de ELF es moderadamente no conservativo en la mayoría de los períodos (p. . C11.4-5), el espectro de diseño es

significativamente no conservativo en todos los períodos (p. ej., por un factor de 1,65 en períodos de 2 a 3 s). Estas cifras se basan en espectros de respuesta multiperíodo cuya forma corresponde a un terremoto de magnitud 7.0. La forma espectral es una función de la magnitud, y los eventos de menor magnitud mostrarían una mayor similitud entre el espectro de diseño multiperíodo y el espectro ELF de la clase de sitio de interés, mientras que los eventos de mayor magnitud mostrarían diferencias más significativas.

En general, la Sección 11.4.8 requiere un análisis de riesgos específico del sitio para estructuras en Sitio Clase E con valores de SS mayores o iguales a 1.0 g, y para estructuras en Sitio Clase D o Sitio Clase E para valores de S1 mayores o iguales a 0,2 g. Estos requisitos limitan significativamente el uso de métodos prácticos de diseño de ELF y MRS, lo cual es de particular importancia para los sitios de Clase D.

Para disminuir el efecto de estos requisitos en la práctica de diseño, tres excepciones permiten el uso de valores conservadores de los parámetros de diseño para ciertas condiciones para las cuales el estudio ELF identificó valores conservadores de diseño. Estas excepciones no se aplican a estructuras sísmicamente aisladas y estructuras con sistemas de amortiguamiento para los cuales se requiere un análisis específico del sitio en todos los casos en sitios con S1 mayor o igual a 0,6.

La primera excepción permite el uso del valor del coeficiente de sitio  $F_a$  del sitio Clase C ( $F_a = 1,2$ ) para sitios de Clase E (para valores de SS mayores o iguales a 1,0 g) en lugar del análisis de riesgos específico del sitio.

El estudio ELF encontró que mientras que los valores del coeficiente de sitio  $F_a$  tienden a disminuir con la intensidad para sitios más blandos, los valores del factor de ajuste de forma del espectro  $C_a$  tienden a aumentar de tal manera que el efecto neto es aproximadamente la misma intensidad de los movimientos del suelo MCER para las clases de sitio C, D y E cuando la intensidad del movimiento del suelo MCER es fuerte (es decir, SMS  $\geq 1,0$ ). Se encontró que la clase de sitio C no requiere ajuste de la forma del espectro, y el valor del coeficiente de sitio  $F_a$  para la clase de sitio C ( $F_a = 1,2$ ) es lo suficientemente grande como para representar los efectos de la clase de sitio y la forma del espectro para la clase de sitio E (y la clase de sitio D).

La segunda excepción permite el diseño de estructuras tanto ELF como MRS en sitios Clase D del sitio para valores de S1 mayores o iguales a 0,2 g, siempre que el valor del coeficiente de respuesta sísmica  $C_s$  se calcule de manera conservadora utilizando la ecuación. (12.8-2) para  $T \leq 1.5T_s$  y usando 1.5 veces el valor calculado de acuerdo con la Eq. (12.8-3) para  $T \leq T_s > 1.5T_s$  o Eq. (12.8-4) para  $T > T_s$ . Esta excepción reconoce que las estructuras se diseñan de forma conservadora para la aceleración espectral de respuesta definida por el dominio de aceleración constante (SDS) o por un aumento del 50 % en el valor del coeficiente de respuesta sísmica  $C_s$  para estructuras con períodos más largos ( $T \geq 1.5 T_s$ ). La presunción subyacente de esta excepción para el diseño de estructuras MRS es que la forma del espectro de respuesta del diseño (Fig. 11.4-1) es suficientemente representativa del contenido de frecuencia de los movimientos del suelo Clase D del sitio para permitir el uso de MRS y que el potencial la subestimación de la respuesta del modo fundamental utilizando la forma del espectro de respuesta de diseño de la Fig. 11.4-1 se explica escalando los valores de diseño de MRS (Sección 12.9.1.4) con un valor conservador del coeficiente de respuesta sísmica  $C_s$ . En general, esta excepción limita efectivamente los requisitos para el análisis de riesgos específicos del sitio a estructuras muy altas o flexibles en sitios Clase D del sitio ( $S1 \geq 0,2 g$ ).

La tercera excepción permite el diseño ELF de estructuras de período corto ( $T \leq T_s$ ) en sitios Clase E para valores de SS mayores o iguales a 0,2 g. Esta excepción reconoce que las estructuras de período corto se diseñan de manera conservadora utilizando el procedimiento ELF para valores del coeficiente de respuesta sísmica  $C_s$  con base en el dominio de aceleración constante (SDS), que es, en todos los casos, mayor o igual que las aceleraciones espectrales de respuesta del dominio de velocidad constante y, por lo tanto, no es necesario considerar los efectos de la forma del espectro en los períodos  $T > T_s$ . En general, la forma del espectro de respuesta de diseño (Fig. 11.4-1) no es representativa del contenido de frecuencia de los movimientos de tierra de Clase E del Sitio, y

MRSA no está permitido para el diseño a menos que el espectro de diseño se calcule utilizando los procedimientos específicos del sitio de la Sección 21.2.

#### C11.5 FACTOR DE IMPORTANCIA Y CATEGORÍA DE RIESGO

Los grandes terremotos son eventos raros que incluyen movimientos de tierra severos. Se espera que tales eventos provoquen daños a las estructuras incluso si fueron diseñadas y construidas de acuerdo con los requisitos mínimos de la norma. La consecuencia del daño o falla estructural no es la misma para los diversos tipos de estructuras ubicadas dentro de una comunidad dada.

Los daños graves a ciertas clases de estructuras, como instalaciones críticas (p. ej., hospitales), afectan de manera desproporcionada a una comunidad. El propósito fundamental de esta sección y de los requisitos subsiguientes que dependen de esta sección es mejorar la capacidad de una comunidad para recuperarse de un terremoto dañino adaptando los requisitos de protección sísmica a la importancia relativa de una estructura. Ese propósito se logra exigiendo un desempeño mejorado para las estructuras que

1. Son necesarios para los esfuerzos de respuesta y recuperación inmediatamente después de un terremoto, 2. Presentan el potencial de pérdidas catastróficas en caso de un terremoto, o 3. Albergan una gran cantidad de ocupantes o ocupantes menos capaces para cuidar de sí mismos que el promedio.

La primera base para el diseño sísmico en el estándar es que las estructuras deben tener una probabilidad de colapso adecuadamente baja en los raros eventos definidos como el movimiento del suelo máximo considerado por terremoto (MCE). Una segunda base es que el daño que amenaza la vida, principalmente por la falla de los componentes no estructurales dentro y sobre las estructuras, es poco probable en un movimiento sísmico de diseño (definido como dos tercios del MCE). Dada la ocurrencia de un movimiento del suelo equivalente al MCE, una población de estructuras construidas para cumplir con estos objetivos de diseño probablemente todavía experimente daños sustanciales en muchas estructuras, lo que hace que estas estructuras no sean aptas para la ocupación o el uso. La experiencia en terremotos pasados en todo el mundo ha demostrado que existe una necesidad inmediata de tratar a las personas heridas, extinguir incendios y prevenir conflagraciones, rescatar a las personas de estructuras gravemente dañadas o derrumbadas, y brindar refugio y sustento a una población privada de su vida normal. medio. Estas necesidades se satisfacen mejor cuando las estructuras esenciales para las actividades de respuesta y recuperación siguen funcionando.

Esta norma aborda estos objetivos al requerir que cada estructura sea asignada a una de las cuatro Categorías de Riesgo presentadas en el Capítulo 1 y al asignar un Factor de Importancia, es decir, a la estructura basada en esa Categoría de Riesgo. (Las dos categorías más bajas, I y II, se combinan para todos los efectos dentro de las disposiciones sísmicas).

La categoría de riesgo se usa luego como uno de los dos componentes para determinar la categoría de diseño sísmico (consulte la Sección C11.6) y es un factor principal para establecer los límites de deriva para las estructuras de construcción bajo el movimiento del suelo sísmico de diseño (consulte la Sección C12.12).

La figura C11.5-1 muestra la intención combinada de estos requisitos para el diseño. La escala vertical es la probabilidad del movimiento del suelo; el MCE es el más raro considerado. La escala horizontal es el nivel de desempeño previsto para la estructura y los componentes no estructurales adjuntos, que van desde el colapso hasta la operación. El objetivo básico de prevención de colapso en el MCE para estructuras ordinarias (Categoría de Riesgo II) se muestra en la parte inferior derecha mediante el triángulo sólido; la protección contra daños que amenazan la vida en el movimiento sísmico de diseño (definido por la norma como dos tercios del MCE) se muestra mediante el triángulo sombreado. El desempeño implícito para las Categorías de Riesgo III y IV más altas se muestra mediante cuadrados y círculos, respectivamente. El rendimiento anticipado para un movimiento del suelo menos severo se muestra mediante símbolos abiertos.

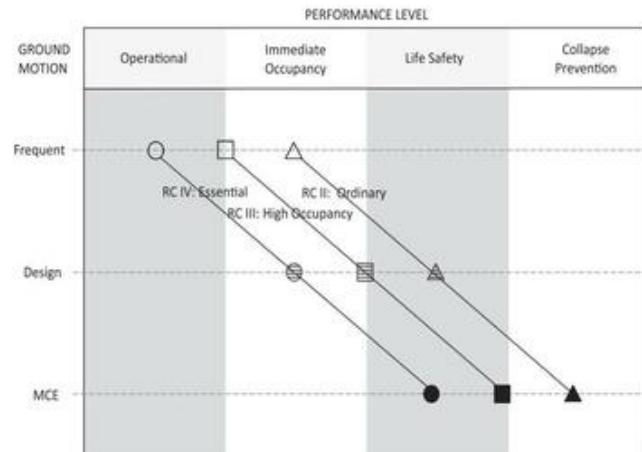


FIGURA C11.5-1 Rendimiento esperado en relación con la categoría de riesgo y el nivel de movimiento del suelo

**C11.5.1 Factor de Importancia.** El factor de importancia, es decir, se utiliza en toda la norma en criterios cuantitativos de resistencia. En la mayoría de esos criterios cuantitativos, el Factor de importancia se muestra como un divisor del factor R o Rp para reducir el daño de estructuras importantes además de prevenir el colapso en movimientos de tierra más grandes. Los factores R y Rp ajustan la respuesta elástica lineal calculada a un valor apropiado para el diseño; en muchas estructuras, el componente más importante de ese ajuste es la ductilidad (la capacidad de la estructura para sufrir ciclos repetidos de deformación inelástica en direcciones opuestas). Para una demanda de resistencia dada, la reducción del factor R efectivo (por medio del Factor de Importancia) aumenta la resistencia a la fluencia requerida, reduciendo así la demanda de ductilidad y el daño relacionado.

**C11.5.2 Acceso Protegido para Categoría de Riesgo IV.** Aquellas estructuras consideradas instalaciones esenciales para los esfuerzos de respuesta y recuperación deben ser accesibles para llevar a cabo su propósito. Por ejemplo, si el colapso de una marquesina simple en un hospital pudiera bloquear el acceso de ambulancias al área de ingreso a la sala de emergencias, entonces la marquesina debe cumplir con el mismo estándar estructural que el hospital. El requisito de acceso protegido debe ser considerado en la ubicación de instalaciones esenciales en áreas urbanas densamente construidas.

#### C11.6 CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO

Las categorías de diseño sísmico (SDC, por sus siglas en inglés) brindan un medio para pasar progresivamente de procedimientos y mínimos de diseño y construcción simples y fáciles de realizar a requisitos más sofisticados, detallados y costosos a medida que aumentan el nivel de riesgo sísmico y las consecuencias de fallas. Los SDC se utilizan para desencadenar requisitos que no son escalables; dichos requisitos están activados o desactivados. Por ejemplo, la amplitud básica del movimiento del suelo para el diseño es escalable: la cantidad simplemente aumenta de manera continua a medida que uno se mueve de un área de bajo riesgo a un área de alto riesgo. Sin embargo, un requisito para evitar historias débiles no es particularmente escalable. Requisitos como este crean funciones de paso. Hay muchos requisitos de este tipo en el estándar, y los SDC se utilizan sistemáticamente para agrupar estas funciones de paso. (Otros ejemplos incluyen si se requiere o no el anclaje sísmico de los componentes no estructurales, si se requerirán o no inspecciones particulares, y los límites de altura estructural aplicados a varios sistemas resistentes a fuerzas sísmicas).

En este sentido, los SDC realizan una de las funciones de las zonas sísmicas utilizadas en la construcción estadounidense anterior. Sin embargo, los SDC también dependen de la ocupación de un edificio y, por lo tanto, de su desempeño deseado. Además, a diferencia de la implementación tradicional

de las zonas sísmicas, los movimientos del suelo utilizados para definir los SDC incluyen los efectos de las condiciones individuales del sitio sobre la intensidad probable de los temblores del suelo.

Al desarrollar los límites de movimiento del suelo y los requisitos de diseño para las diversas categorías de diseño sísmico, se consideró la escala de intensidad de Mercalli modificada equivalente (MMI). Ahora hay correlaciones de la escala MMI cualitativa con caracterizaciones cuantitativas de los movimientos del suelo. Se anima al lector a consultar cualquiera de las muchas fuentes que describen los MMI. La siguiente lista es una generalización aproximada:

- MMI V Sin daños reales
- MMI VI Daño no estructural leve
- MMI VII Daño no estructural peligroso
- MMI VIII Daño peligroso a estructuras susceptibles
- MMI IX Daño peligroso a estructuras robustas

Cuando se adoptó la filosofía de diseño actual de las disposiciones y comentarios del NEHRP de 1997 ([FEMA 1997a](#) y [FEMA 1997b](#)), el límite superior para SDC A se fijó en aproximadamente la mitad del umbral inferior para MMI VII, y el límite inferior para SDC D se fijó aproximadamente en el umbral inferior para MMI VIII. Sin embargo, el límite inferior para SDC D se estableció más conscientemente al equiparar ese valor de diseño (dos tercios del MCE) a la mitad de lo que había sido el valor de diseño máximo en los códigos de construcción durante el período de 1975 a 1995. Como más Si se han creado correlaciones entre el MMI y las representaciones numéricas del movimiento del suelo, es razonable hacer la siguiente correlación entre el MMI en el movimiento del suelo del MCE y la categoría de diseño sísmico (toda esta discusión es para ocupaciones ordinarias):

- MMI V COSUDE A
- MMI VI COSUDE B
- MMI VII COSUDE C
- MMI VIII COSUDE D
- MMI IX COSUDE E

Se realizó un cambio importante en la determinación de SDC cuando se adoptó la filosofía de diseño actual. Las ediciones anteriores de las Disposiciones NEHRP utilizaron la aceleración relacionada con la velocidad máxima, Av, para determinar la categoría de desempeño sísmico de un edificio. Sin embargo, este coeficiente no representa adecuadamente el daño potencial de los terremotos en sitios con condiciones de suelo distintas a la roca.

En consecuencia, las disposiciones del NEHRP de 1997 ([FEMA 1997a](#)) adoptaron el uso de los parámetros de aceleración espectral de respuesta SDS y SD1, que incluyen los efectos del suelo del sitio para este fin.

Excepto por el nivel más bajo de peligro (SDC A), el SDC también depende de las categorías de riesgo. Para un nivel dado de movimiento del suelo, el SDC es una categoría más alta para estructuras de Categoría de riesgo IV que para estructuras de menor riesgo. Esta calificación tiene el efecto de aumentar la confianza en que los requisitos de diseño y construcción pueden brindar el desempeño previsto en el evento extremo.

Tenga en cuenta que las tablas en el estándar están en el nivel de diseño, definido como dos tercios del nivel MCE. Recuerde también que los MMI son cualitativos por su naturaleza y que la correlación anterior será más o menos válida, dependiendo de qué correlación numérica para MMI se utilice. Las correlaciones numéricas para el MMI se duplican aproximadamente con cada paso, por lo que la correlación entre el movimiento del suelo sísmico de diseño y el MMI no es tan simple ni conveniente.

En resumen, en el nivel MCE, las estructuras SDC A no deberían experimentar movimientos que normalmente son destructivos para los sistemas estructurales, mientras que los movimientos en el nivel MCE para las estructuras SDC D pueden destruir estructuras vulnerables. La agrupación de requisitos de funciones escalonadas por SDC es tal que existen algunos requisitos básicos de integridad estructural impuestos en SDC A, que se gradúan en un conjunto de requisitos en SDC D basados en el desempeño observado en terremotos pasados, análisis e investigaciones de laboratorio.

La naturaleza de los movimientos del suelo dentro de unos pocos kilómetros de una falla puede ser diferente de los movimientos más distantes. Por ejemplo, algunos movimientos cercanos a la falla tienen fuertes pulsos de velocidad, asociados con la directividad de ruptura hacia adelante, que tienden a ser altamente destructivos para las estructuras irregulares, incluso si están bien detalladas. Para ocupaciones ordinarias, el límite entre los SDC D y E se establece para definir sitios que probablemente estén lo suficientemente cerca de una falla para que estos movimientos de tierra inusuales puedan estar presentes. Tenga en cuenta que este límite se define en términos de movimientos de afloramiento de lecho rocoso mapeados que afectan la respuesta en 1 s, no valores ajustados al sitio, para discriminar mejor entre sitios cerca y lejos de las fallas. La respuesta de período corto normalmente no se ve tan afectada como la respuesta de período más largo. Los criterios de diseño adicionales impuestos a las estructuras en los SDC E y F específicamente están destinados a proporcionar un rendimiento aceptable bajo estos movimientos de tierra cercanos a la falla muy intensos.

Para la mayoría de los edificios, el SDC se determina sin tener en cuenta el período del edificio. Las estructuras se asignan a un SDC en función de la condición más severa determinada a partir de la aceleración de 1 s.

eración y aceleración de período corto. Esta asignación se realiza por varias razones. Quizás el más importante de ellos es que a menudo es difícil estimar con precisión el período de una estructura utilizando los procedimientos por defecto contenidos en la norma. Considere, por ejemplo, el caso de edificios de paredes rígidas y diafragmas flexibles, incluidos edificios de mampostería reforzada de poca altura y edificios de hormigón inclinado hacia arriba, ya sea con plataforma de metal sin cubierta o diafragmas de madera.

La fórmula de la norma para determinar el período de vibración de dichos edificios se basa únicamente en la altura estructural, hn, y la longitud de la pared presente. Estas fórmulas suelen indicar períodos muy cortos para dichas estructuras, a menudo del orden de 0,2 so menos. Sin embargo, el comportamiento dinámico real de estos edificios a menudo está dominado por la flexibilidad del diafragma, un factor ignorado por la fórmula para el período fundamental aproximado. Los grandes edificios de este tipo pueden tener períodos reales del orden de 1 s o más. Para evitar clasificar erróneamente el SDC de un edificio al estimar incorrectamente el período fundamental, la norma generalmente requiere que se use el SDC más severo determinado sobre la base de sacudidas de período corto y largo.

Otra razón para este requisito es el deseo de simplificar la regulación de la construcción al requerir que todos los edificios en un perfil de suelo determinado en una región en particular se asignen al mismo SDC, independientemente del tipo estructural. Esta asignación tiene la ventaja de permitir una regulación uniforme en la selección de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas, requisitos de inspección y prueba, requisitos de diseño sísmico para componentes no estructurales y aspectos similares del proceso de diseño regulado sobre la base de SDC, dentro de una comunidad.

No obstante lo anterior, se reconoce que la clasificación de un edificio como SDC C en lugar de B o D puede tener un impacto significativo en el costo de construcción. Por lo tanto, la norma incluye una excepción que permite la clasificación de edificios que pueden clasificarse de manera confiable como que tienen períodos estructurales cortos sobre la base de sacudidas de período corto únicamente.

Las jurisdicciones locales o regionales que hacen cumplir las normas de construcción pueden desear considerar el efecto de los mapas, las condiciones típicas del suelo y las categorías de diseño sísmico en las prácticas en sus áreas jurisdiccionales. Por razones de uniformidad de la práctica o reducción de posibles errores, la adopción de ordenanzas podría estipular valores particulares de movimiento del suelo, clases de sitios particulares o categorías de diseño sísmico particulares para toda o parte del área de su jurisdicción. Por ejemplo,

1. Un área con una práctica histórica de detalles de zonas sísmicas altas podría exigir un SDC mínimo de D independientemente del movimiento del suelo o la clase del sitio.

2. Una jurisdicción con poca variación en el movimiento del suelo en el área podría estipular valores particulares de movimiento del suelo en lugar de requerir el uso de mapas.
3. Un área con suelos inusuales podría requerir el uso de una clase de sitio en particular, a menos que una investigación geotécnica demuestre una mejor clase de sitio.

#### C11.7 REQUISITOS DE DISEÑO PARA LA CATEGORÍA A DE DISEÑO SÍSMICO

La edición de 2002 de la norma incluía una nueva disposición de fuerza lateral mínima para estructuras de categoría A de diseño sísmico.

La carga mínima es un problema de integridad estructural relacionado con la trayectoria de la carga. Su objetivo es especificar las fuerzas de diseño superiores a las cargas de viento en construcciones pesadas de poca altura. El cálculo de diseño en la Sección 1.4.2 de la norma es simple y fácil de realizar para determinar si gobierna la carga sísmica o la carga del viento. Esta disposición requiere una fuerza lateral mínima del 1% de la carga de gravedad total asignada a un piso para garantizar la integridad estructural general.

La categoría de diseño sísmico A se asigna cuando los movimientos del terreno MCE están por debajo de los normalmente asociados con daños peligrosos. Sin embargo, los terremotos dañinos no son desconocidos ni imposibles en tales regiones, y los movimientos del suelo cerca de tales eventos pueden ser lo suficientemente grandes como para producir daños graves. Proporcionar un nivel mínimo de resistencia reduce tanto el radio sobre el cual el movimiento del suelo excede las capacidades estructurales como el daño resultante en tales eventos poco comunes. Hay razones más allá del riesgo sísmico para niveles mínimos de integridad estructural.

Los requisitos para SDC A en la Sección 1.4 son todas las resistencias mínimas para elementos estructurales establecidas como fuerzas en el nivel apropiado para uso directo en las combinaciones de carga de diseño de resistencia de la Sección. 2.3. Los dos requisitos fundamentales son una resistencia mínima para que un sistema estructural resista fuerzas laterales (Sección 1.4.2) y una resistencia mínima para las conexiones de los miembros estructurales (Sección 1.4.3).

Para muchos edificios, la fuerza del viento controla la fuerza del sistema resistente a la fuerza lateral, pero para edificios de baja altura de construcción pesada con relaciones de aspecto de planta grandes, la fuerza lateral mínima especificada en la Sección 1.4.2 puede controlar. Tenga en cuenta que el requisito es de resistencia y no de tenacidad, capacidad de disipación de energía o alguna medida de ductilidad. El nivel de fuerza no está ligado a ningún movimiento sísmico del suelo postulado. El límite entre los SDC A y B se basa en una aceleración de respuesta espectral del 25 % de la gravedad (nivel MCE) para estructuras de período corto; claramente el nivel de aceleración del 1% (de la ecuación (1.4-1)) es mucho menor.

Para los movimientos del suelo por debajo del límite A/B, los desplazamientos espectrales generalmente son del orden de unas pocas pulgadas o menos, según el período. La experiencia ha demostrado que incluso una fuerza mínima es beneficiosa para proporcionar resistencia a pequeños movimientos del suelo, y es una disposición fácil de implementar en el diseño. La baja probabilidad de movimientos mayores que el MCE es un factor para tomar el enfoque simple sin requerir detalles que producirían una respuesta dúctil. Otro factor es que las fuerzas de diseño más grandes se especifican en la Sección 1.4.3 para las conexiones entre los elementos principales de la trayectoria de carga de fuerza lateral.

La fuerza mínima de conexión se especifica de tres maneras: una capacidad horizontal mínima general para todas las conexiones; un mínimo especial para la restricción horizontal de vigas y armaduras en línea, que también incluye la carga viva sobre el elemento; y un mínimo especial para coacción horizontal de muros de hormigón y mampostería perpendiculares a su plano (Sección 1.4.4). El coeficiente del 5% utilizado para los dos primeros es un valor simple y conveniente que brinda cierto margen sobre la resistencia mínima del sistema en su conjunto.

#### C11.8 PELIGROS GEOLÓGICOS Y RIESGOS GEOTÉCNICOS INVESTIGACIÓN

Además de este comentario, la Parte 3 de las disposiciones recomendadas del NEHRP de 2009 ([FEMA 2009](#)) incluye una discusión y orientación adicionales y más detalladas sobre la evaluación de peligros geológicos y la determinación de presiones sísmicas laterales.

C11.8.1 Limitación del sitio para las categorías de diseño sísmico E y F. Debido a la dificultad de diseñar una estructura para el desplazamiento por corte directo de la ruptura de la falla y la actividad sísmica relativamente alta de los SDC E y F, ubicar una estructura en una falla activa que tiene se prohíbe la posibilidad de causar la ruptura de la superficie del suelo en la estructura.

C11.8.2 Requisitos del informe de investigación geotécnica para las categorías de diseño sísmico C a F. El movimiento sísmico es solo un factor en la evaluación del potencial de peligros geológicos y sísmicos. Todos los peligros enumerados pueden provocar desplazamientos de la superficie del suelo con posibles consecuencias adversas para las estructuras. Finalmente, la identificación de peligros por sí sola tiene poco valor a menos que también se identifiquen opciones de mitigación.

#### C11.8.3 Requisitos adicionales del informe de investigación geotécnica para las categorías de diseño sísmico D a F.

En esta sección se han introducido nuevas disposiciones para calcular la aceleración máxima del suelo para la licuefacción del suelo y las evaluaciones de estabilidad. De particular interés en esta sección es el requisito explícitamente establecido de que la licuefacción ahora debe evaluarse para el movimiento del suelo MCEG. Estas disposiciones incluyen mapas de la aceleración máxima del suelo (PGA) de la media geométrica sísmica máxima considerada (MCEG) para el lecho rocoso de clase B del sitio más una tabla de coeficiente de sitio (FPGA) para convertir el valor de PGA en uno ajustado para los efectos de la clase de sitio (PGAM).

Se ha agregado un requisito, similar al de la Sección 11.4.4, a las disposiciones para tomar el mayor de los FPGA para las clases de sitio C y D para tener en cuenta de manera conservadora la amplificación cuando se sabe que el sitio consiste en suelo que no es en Sitio Clase E o F.

La ecuación utilizada para derivar los valores de FPGA es similar a las ecuaciones ([C11.4-1](#)) y ([C11.4-2](#)) para Fa y Fv; es como sigue:

$$\text{FPGA} = \exp \ddot{\gamma}0.604 \ln_{\text{contra } 760}$$

$$\ddot{\gamma} 0,150 \quad \exp \ddot{\gamma}0.00701 \ddot{\gamma} \text{min} \ddot{\gamma} vs; 760 \ddot{\gamma} \ddot{\gamma} 360 \ddot{\gamma} pg \ddot{\gamma} \exp \ddot{\gamma}0.00701$$

$$\times 400g$$

$$\text{en} \quad \text{PGA } \ddot{\gamma} 0.1 \quad (C11.8-1)$$

$$0.1$$

En la ecuación, ([C11.8-1](#)), vs está en unidades de m/s y PGA está en unidades de g. Las velocidades medidas en ft/s se pueden convertir a m/s multiplicándolas por 0,3048. Para obtener la FPGA para vs < 180 m/s (vs < 590 ft/s), la corrección de desviación estándar de  $\pm 1/2$  descrita para la clase de sitio E en la Sección [C11.4.4](#) debería aplicarse al logaritmo natural de la FPGA. La desviación estándar es 0,70.

Disposiciones de la PGA. El punto 2 de la Sección 11.8.3 establece que la aceleración máxima del suelo se determinará con base en un estudio específico del sitio, teniendo en cuenta los efectos de amplificación del suelo, o usando la ecuación. (11.8-1), para el cual la aceleración máxima del suelo MCEG se obtiene de los mapas nacionales de PGA para el lecho rocoso Clase B del sitio multiplicado por un coeficiente de sitio (FPGA) para obtener la aceleración máxima del suelo para otras clases de sitio (PGAM). Esta metodología para determinar la aceleración máxima del suelo para las evaluaciones de licuefacción mejoró la metodología de ASCE 7-05 mediante el uso de

PGA en lugar de la aproximación para PGA por la relación Ss/2.5. Además, en el centro y este de los Estados Unidos, la relación Ss/2.5 tiende a subestimar la PGA. Ss/2.5 es aplicable para el sitio de lecho rocoso Clase B y, por lo tanto, podría usarse como entrada en profundidad para un análisis de respuesta del sitio según las disposiciones de ASCE 7-05. El uso de la Ec. (11.8-1) proporciona una alternativa a la realización de análisis de respuesta del sitio utilizando PGA de rocas al proporcionar una aceleración de la superficie del suelo ajustada al sitio (PGAM) que se puede aplicar directamente en las correlaciones empíricas ampliamente utilizadas para evaluar el potencial de licuefacción. Las correlaciones para evaluar el potencial de licuefacción se detallan en el documento de recursos RP 12, "Evaluación de peligros geológicos y determinación de las presiones sísmicas laterales de la tierra", publicado en las disposiciones NEHRP de 2009 (FEMA 2009).

En las Figs . . . 22-9 a 22-13 en el Capítulo 22.

De manera similar a los ajustes para las aceleraciones de la respuesta espectral del lecho rocoso para la respuesta del sitio a través de los coeficientes Fa y Fv , los movimientos del lecho rocoso para PGA se ajustan para estos mismos efectos del sitio usando un coeficiente de sitio, FPGA, que depende del nivel de movimiento del suelo en términos de PGA y la rigidez del suelo, típicamente definida en términos de la velocidad de la onda de corte en los 30 m superiores (98,4 pies) del perfil geológico, Vs30. Los valores de FPGA se presentan en la Tabla 11.8-1, y el ajuste se realiza a través de la Ec. (11.8-1), es decir, PGAM = FPGA PGA, donde PGAM es la aceleración máxima del suelo ajustada por clase de sitio. El método para determinar la clase de sitio, utilizado en la determinación de Fa y Fv, también es idéntico al presente y al de los documentos ASCE 7 anteriores.

Hay una diferencia importante en la derivación de los mapas de PGA y los mapas de Ss y S1 en ASCE 7-10. A diferencia de las ediciones anteriores de ASCE 7, los mapas Ss y S1 en ASCE 7-10 se derivaron para la "sacudida de dirección máxima" y se basan en el riesgo en lugar de la amenaza. Sin embargo, los mapas de PGA se han derivado en base a la media geométrica de los dos componentes horizontales del movimiento. La media geométrica se usó en los mapas de PGA en lugar del PGA para la máxima dirección de agitación para asegurar que haya consistencia entre la determinación de PGA y la base del procedimiento de campo empírico simplificado para estimar el potencial de licuefacción basado en los resultados de las pruebas de penetración estándar. (SPT), pruebas de penetrómetro de cono (CPT) y otros métodos de investigación de campo similares. Cuando se derivaron originalmente estas correlaciones, se usó la geomedia (o una métrica similar) de la aceleración máxima del suelo en la superficie del suelo para identificar la relación de tensión cíclica para sitios con o sin licuefacción. Los sobres de datos resultantes definen la relación de resistencia cíclica de licuefacción (CRR). En lugar de reevaluar estas historias de casos para la "sacudida de dirección máxima", se decidió desarrollar mapas de la PGA geomedia y continuar usando los métodos empíricos existentes.

**Requisitos de evaluación de licuefacción.** Comenzando con ASCE 7-02, ha sido la intención que el potencial de licuefacción se evalúe en los niveles de movimiento del suelo MCE. Había ambigüedad en el requisito anterior de ASCE 7-05 en cuanto a si se debe evaluar el potencial de licuefacción para el MCE o para el terremoto de diseño. El párrafo 2 de la Sección 11.8.3 de ASCE 7-05 establece que se evaluaría el potencial de licuefacción para el sismo de diseño; también indicó que en ausencia de un estudio específico del sitio, se supondrá que la aceleración máxima del suelo es igual a Ss/2.5 (Ss es la aceleración espectral de respuesta de período corto MCE en roca de Clase B del sitio). También ha habido una diferencia en las disposiciones entre ASCE 7-05 y la edición de 2006 del IBC, en la que la Sección 1802.2.7 establece que la licuefacción debe evaluarse para los movimientos de suelo sísmicos de diseño y el valor predeterminado de la aceleración máxima del suelo en ausencia de un estudio específico del sitio se proporcionó como SDS/2.5 (SDS es la aceleración espectral de respuesta de diseño ajustada al sitio de período corto). ASCE 7-10, en

ítem 2 de la Sección 11.8.3 y Eq. (11.8-1), requiere explícitamente que el potencial de licuefacción se evalúe con base en la aceleración máxima del suelo MCEG.

El requisito explícito en ASCE 7-10 para evaluar la licuefacción para el movimiento del suelo MCE en lugar de diseñar el movimiento del suelo sísmico asegura que se aborde todo el potencial de licuefacción durante la evaluación de la estabilidad de la estructura, en lugar de un nivel menor cuando se utiliza el diseño sísmico. . Este cambio también asegura que, para el movimiento del terreno MCE, el desempeño de la estructura se considere bajo un nivel de riesgo consistente para

los efectos de la licuefacción, como la prevención del colapso o la seguridad de la vida, dependiendo de la categoría de riesgo de la estructura (Fig.

(FEMA 2009)) Al evaluar la licuefacción para el MCE en lugar de la aceleración máxima del suelo del terremoto de diseño, el movimiento del suelo para la evaluación de la licuefacción aumenta en un factor de 1.5. Este aumento en la aceleración máxima del suelo al nivel de MCE significa que los sitios que anteriormente no eran licuables ahora podrían ser licuables, y los sitios donde la licuefacción ocurrió en un grado limitado bajo el terremoto de diseño podrían experimentar una mayor licuefacción, en términos de profundidad y extensión lateral. Algunos mecanismos que están directamente relacionados con el desarrollo de la licuefacción, como la expansión lateral y el flujo o el asentamiento del suelo, también podrían aumentar en severidad.

Este cambio en el nivel máximo de aceleración del suelo para la evaluación de la facción licuada abordó un problema que ha existido y se ha discutido periódicamente desde que se sugirió por primera vez el concepto de terremoto de diseño en la década de 1990. El movimiento sísmico del suelo de diseño se obtuvo multiplicando el movimiento del suelo MCE por un factor de 2/3 para tener en cuenta un margen de capacidad en la mayoría de los edificios. Varios estudios de calibración en el momento del desarrollo del código concluyeron que para el terremoto de diseño, la mayoría de los edificios tenían una capacidad de reserva de más de 1,5 en relación con el colapso. Esta capacidad de reserva permitió que las aceleraciones espetrales del MCE se redujeran utilizando un factor de 2/3, al mismo tiempo que se lograba la seguridad contra el colapso. Sin embargo, el potencial de licuefacción se evalúa a la aceleración máxima del suelo MCEG seleccionada y, por lo general, se determina que es aceptable si el factor de seguridad es superior a 1,0, lo que significa que no hay un margen de seguridad implícito en el potencial de licuefacción. Al multiplicar la aceleración máxima del suelo por un factor de 2/3, la licuefacción se evaluaría en un período de retorno efectivo o probabilidad de excedencia diferente a la del MCE. Sin embargo, ASCE 7-10 requiere que se evalúe la licuefacción para el MCE.

El artículo 3 de la Sección 11.8.3 de la norma ASCE 7-10 enumera los diversas consecuencias potenciales de la licuefacción que deben evaluarse; el arrastre hacia abajo del suelo y la pérdida en la reacción lateral del suelo para cimientos de pilotes son consecuencias adicionales que se han incluido en este párrafo. Esta sección de las nuevas disposiciones, al igual que en ediciones anteriores, no presenta criterios sísmicos específicos para el diseño de la cimentación o subestructura, pero el ítem 4 establece que el informe geotécnico debe incluir la discusión de las posibles medidas para mitigar estas consecuencias.

Se ha preparado un documento de recursos de licuefacción en apoyo de estas revisiones a la Sección 11.8.3. El documento de recursos "Evaluación de peligros geológicos y determinación de presiones sísmicas laterales de la tierra", incluye un resumen de los métodos que se utilizan actualmente para evaluar el potencial de licuefacción y las limitaciones de estos métodos. Este resumen aparece como documento de recursos RP 12 en las disposiciones del NEHRP de 2009 (FEMA 2009).

El documento de recursos resume las alternativas para evaluar el potencial de licuefacción, los métodos para evaluar las posibles consecuencias de la licuefacción (p. ej., pérdida de soporte del terreno y aumento de las presiones laterales del suelo) y los métodos para mitigar el riesgo de licuefacción. El documento de recursos también identifica métodos alternativos para evaluar los peligros de licuefacción, como

modelado analítico y físico. Se hace referencia al uso de métodos de tensión efectivos no lineales para modelar la acumulación de presión de agua intersticial durante eventos sísmicos en sitios licuables.

#### Evaluación de Presiones Laterales Sísmicas Dinámicas de Tierra.

La presión lateral dinámica de la tierra sobre el sótano y los muros de contención durante el movimiento sísmico del suelo se considera una carga sísmica, E, para uso en combinaciones de carga de diseño. Esta presión de tierra dinámica se superpone a la presión de tierra lateral estática preexistente durante la sacudida del suelo. El empuje de tierra lateral estático preexistente se considera una carga H.

### C11.9 MOVIMIENTOS VERTICALES DEL SUELO PARA EL DISEÑO SÍSMICO

**C11.9.2 Espectro de Respuesta Vertical MCER.** Las ediciones anteriores de ASCE 7 no brindan una guía adecuada con respecto a los procedimientos para estimar los niveles de movimiento vertical del suelo para su uso en el diseño resistente a terremotos. Históricamente, se ha inferido que la amplitud del movimiento vertical del suelo es dos tercios (2/3) de la amplitud del movimiento horizontal del suelo.

Sin embargo, los estudios de los movimientos horizontales y verticales del suelo durante los últimos 25 años han demostrado que un enfoque tan simple no es válido en muchas situaciones (p. ej., Bozorgnia y Campbell 2004, y referencias allí) por las siguientes razones principales: (1) suelo vertical El movimiento tiene una mayor proporción de contenido espectral de período corto (alta frecuencia) que el movimiento del suelo horizontal, y esta diferencia aumenta con la disminución de la rigidez del suelo, y (2) el movimiento del suelo vertical se atenúa a una tasa mayor que el movimiento del suelo horizontal, y esta diferencia aumenta con la disminución de la distancia desde el terremoto. Las diferencias observadas en el contenido espectral y la tasa de atenuación del movimiento del suelo vertical y horizontal conducen a las siguientes observaciones con respecto a la relación espectral vertical-horizontal (V/H) (Bozorgnia y Campbell 2004):

1. La relación espectral V/H es sensible al período espectral, la distancia desde el terremoto, las condiciones locales del sitio y la magnitud del terremoto y es insensible al mecanismo del terremoto y la profundidad del sedimento;
2. La relación espectral V/H tiene un pico distintivo en períodos cortos que generalmente supera los 2/3 en la región cercana a la fuente de un terremoto; y 3. La relación espectral V/H es generalmente inferior a 2/3 en períodos medios a largos.

Por lo tanto, dependiendo del período, la distancia a la falla y las condiciones locales de interés del sitio, el uso de la relación espectral tradicional de 2/3 V/H puede resultar en una subestimación o sobreestimación de los movimientos verticales del suelo esperados.

El procedimiento para definir el espectro de respuesta vertical MCER en ASCE 7 es una versión modificada del procedimiento tomado de las Disposiciones NEHRP de 2009. A diferencia del procedimiento contenido en las Disposiciones NEHRP de 2009, el procedimiento provisto en la Sección 11.9 está relacionado con el parámetro de aceleración de respuesta espectral MCER en períodos cortos, SMS. El procedimiento se basa en los estudios de movimientos de suelo horizontales y verticales realizados por Campbell y Bozorgnia (2003) y Bozorgnia y Campbell (2004). Estos procedimientos también son generalmente compatibles con las observaciones generales de Abrahamson y Silva (1997) y Silva (1997) y los procedimientos de diseño propuestos por Elnashai (1997).

El procedimiento ha sido modificado para expresar los movimientos verticales del terreno en términos de movimientos del terreno MCER en lugar de movimientos del terreno de diseño.

Para ser consistente con la forma del espectro de respuesta de diseño horizontal, el espectro de respuesta de diseño vertical tiene cuatro regiones definidas por el período de vibración vertical (Tv).

Con base en el estudio de Bozorgnia y Campbell (2004), los períodos que definen estas regiones son aproximadamente constantes con respecto a la magnitud del terremoto, la distancia desde el terremoto y las condiciones locales del sitio. En este sentido, la forma del espectro de respuesta vertical es más simple que la del espectro de respuesta horizontal.

Las ecuaciones que se utilizan para definir el espectro de respuesta vertical de diseño se basan en tres observaciones realizadas por Bozorgnia y Campbell (2004):

1. La parte de período corto del espectro de respuesta vertical amortiguado al 5% está controlada por la aceleración espectral en  $Tv = 0,1$  s; 2. La parte del período medio del espectro de respuesta vertical está controlada por una aceleración espectral que decae como la inversa de la potencia 0,75 del período vertical de vibración ( $Tv^{0,75}$ ); y 3. La parte de período corto de la relación espectral V/H es una función de las condiciones locales del sitio, la ~~distancia (entre) terremoto (para terremotos de cintura)~~ ~~(para sitios blandos)~~.

ASCE 7 no incluye mapas de diseño sísmico para la aceleración espectral vertical en  $Tv = 0,1$  s y no conserva ninguna información sobre las magnitudes de los terremotos o las distancias de la fuente al sitio que contribuyen a las aceleraciones espectrales horizontales que se mapean. Por lo tanto, el procedimiento general recomendado por Bozorgnia y Campbell (2004) se modificó para usar solo aquellas aceleraciones espectrales horizontales que están disponibles en los mapas de diseño sísmico, de la siguiente manera:

1. Estime la aceleración espectral vertical en  $Tv = 0,1$  s a partir de la relación entre esta aceleración espectral y la aceleración espectral horizontal en  $T = 0,2$  s para el límite de la clase de sitio B/C (es decir, el límite entre las clases de sitio B y C  $\dot{y}_s = 2,500$  pies/s ( $\dot{y}_s = 760$  m/s), la condición del sitio de referencia para los Mapas Nacionales de Peligro Sísmico del Servicio Geológico de EE. UU. de 2008). Para terremotos y distancias para las cuales el espectro vertical podría ser de interés para la ingeniería (magnitudes superiores a 6,5 y distancias inferiores a 30 mi (60 km), esta relación es de aproximadamente 0,8 para todas las condiciones del sitio (Campbell y Bozorgnia 2003).
2. Estimar la aceleración espectral horizontal en  $T = 0,2$  s a partir de la relación de atenuación de próxima generación (NGA) de Campbell y Bozorgnia (2008) para magnitudes superiores a 6,5 y distancias que oscilan entre 1 y 30 mi (1 y 60 km) para el sitio Límite de clase B/C  $\dot{y}_s = 2500$  pies/s ( $\dot{y}_s = 760$  m/s). La relación de Campbell y Bozorgnia (2008), en lugar de la de Campbell y Bozorgnia (2003), se utilizó con este propósito para ser consistente con el desarrollo de los Mapas Nacionales de Peligro Sísmico del Servicio Geológico de EE. UU. de 2008, que utilizan las relaciones de atenuación NGA para estimar los movimientos horizontales del suelo en el oeste de los Estados Unidos. Se encontraron resultados similares para las otras dos relaciones NGA que se usaron para desarrollar los mapas de diseño y amenaza sísmica (Boore y Atkinson 2008; Chiou y Youngs 2008).
3. Utilice la dependencia entre la aceleración espectral horizontal en  $T = 0,2$  s y la distancia fuente-sitio estimada en Elemento 2 y la relación entre la relación espectral V/H, la distancia fuente-sitio y las condiciones locales del sitio en Bozorgnia y Campbell (2004) para derivar una relación entre la aceleración espectral vertical y el parámetro de aceleración de respuesta espectral MCER mapeado en períodos cortos , SS.
4. Usar la dependencia entre la aceleración espectral vertical y la aceleración de respuesta espectral MCER mapeada

Este documento es una traducción automática realizada por Google. Es posible que contenga errores de traducción o gramática incorrecta.



FIGURA C11.9-1 Ejemplo ilustrativo del espectro de respuesta vertical

parámetro en períodos cortos, SS, en el punto 3 para derivar un coeficiente vertical,  $C_v$ , que cuando se multiplica por 0,8 y la aceleración de respuesta horizontal MCER en períodos cortos, SMS, da como resultado una estimación de la aceleración espectral vertical de diseño en  $T_v = 0,1$  s.

La siguiente descripción del procedimiento detallado enumerado en la Sección 11.9.2 se refiere al espectro de respuesta vertical MCER ilustrado en la Fig. C11.9-1.

Periodos Verticales Menores o Iguales a 0.025 s. ecuación (11.9-1) define la parte del espectro de respuesta vertical MCER que está controlada por la aceleración máxima vertical del suelo. El factor 0,3 se aproximó dividiendo el factor 0,8 que representa la relación entre la aceleración espectral vertical en  $T_v = 0,1$  s y la aceleración espectral horizontal en  $T = 0,2$  s por 2,5, el factor que representa la relación entre la aceleración espectral horizontal MCER en  $T = 0,2$  s, SMS y la aceleración de período cero utilizada en el desarrollo del espectro de respuesta horizontal MCER. El coeficiente vertical,  $C_v$ , en la Tabla 11.9-1 explica la dependencia de la aceleración espectral vertical de la amplitud de la aceleración espectral horizontal y la dependencia del sitio de la relación espectral V/H como se determina en los Puntos 3 y 4 anteriores. Los factores se aplican a SMS en lugar de a SS porque SMS ya incluye los efectos de las condiciones del sitio local.

Periodos verticales mayores que 0.025 s y menores que o igual a 0,05 s. ecuación (11.9-2) define la parte del espectro de respuesta vertical de MCER que representa la transición lineal desde la parte del espectro que está controlada por la aceleración máxima vertical del suelo y la parte del espectro que está controlada por la aceleración de período corto amplificada dinámicamente. meseta espectral. El factor de 20 es el factor que se requiere para hacer que esta transición sea continua y lineal por partes entre estas dos partes adyacentes del espectro.

Periodos Verticales Mayores a 0.05 s y Menores o Iguales a 0.15 s. ecuación (11.9-3) define la parte del espectro de respuesta vertical MCER que representa la meseta espectral de período corto amplificada dinámicamente.

Periodos Verticales Mayores a 0.15 s y Menores o Iguales a 2.0 s. ecuación (11.9-4) define la parte del espectro de respuesta vertical MCER que decae con el inverso del período vertical de vibración elevado a la potencia 0.75.

Se imponen dos límites en el espectro de respuesta vertical MCER definido por las ecuaciones. (11.9-1) a (11.9-4) y

ilustrado en la figura C11.9-1. El primer límite restringe la aplicabilidad del espectro de respuesta vertical a un período vertical máximo de vibración de 2 s. Este límite explica el hecho de que períodos verticales tan grandes son raros (las estructuras son inherentemente rígidas en la dirección vertical) y que el espectro vertical puede decaer de manera diferente con el período en períodos más largos. Existe una asignación para desarrollar un espectro de respuesta vertical MCER específico del sitio si se excede este límite (consulte la Sección 11.4 o el Capítulo 21 para obtener orientación sobre la aplicación de métodos específicos del sitio). El segundo límite restringe el espectro de respuesta vertical de MCER a no menos del 50% del espectro de respuesta horizontal de MCER. Este límite explica el hecho de que una relación espectral V/H de la mitad (1/2) es un límite inferior razonable, pero algo conservador, sobre el rango de período de interés, según los resultados de Campbell y Bozorgnia (2003) y Bozorgnia y Campbell (2004).

## REFERENCIAS

- Abrahamson, NA y Silva, WJ (1997). "Relaciones de atenuación espectral de respuesta empírica para terremotos superficiales de la corteza". Sísmico. Res. Lett., 68, 94–127.
- ASCE. (2014). "Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes". ASCE/SEI 41-13. Reston, VA.
- Boore, DM y Atkinson, GM (2008). "Ecuaciones de predicción del movimiento del suelo para el componente horizontal promedio de PGA, PGV y PSA amortiguado al 5% en períodos espirales entre 0,01 s y 10,0 s". Tierraq. Espectros, 24, 99–138.
- Boore, DM, Stewart, JP, Seyhan, E. y Atkinson, GM (2013). "Ecuaciones de NGA West 2 para predecir aceleraciones espirales de respuesta para terremotos superficiales de la corteza". Informe PEER 2013/05. Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico, Universidad de California, Berkeley, CA.
- Bozorgnia, Y. y Campbell, KW (2004). "La relación espectral de respuesta vertical a horizontal y los procedimientos tentativos para desarrollar espectros de diseño vertical y V/H simplificados". J. Earthq. Eng., 8, 175–207.
- Campbell, KW y Bozorgnia, Y. (2003). "Relaciones actualizadas del movimiento del suelo cercano a la fuente (atenuación) para los componentes horizontales y verticales de la aceleración máxima del suelo y los espectros de respuesta de aceleración". Toro. Sísmico. Sociedad de América, 93, 314–331.
- Campbell, KW y Bozorgnia, Y. (2008). "Modelo de movimiento del suelo NGA para el componente horizontal medio geométrico de PGA, PGV, PGD y espectros de respuesta elástica lineal amortiguada al 5% para períodos que van de 0,01 a 10 s". Tierraq. Espectros, 24, 139–171.
- Chiou, BS-J. y Youngs, RR (2008). "Un modelo NGA para el componente horizontal promedio del movimiento máximo del suelo y los espectros de respuesta". Tierraq. Espectros, 24, 173–215.
- Crouse, CB, Leyendecker, EV, Somerville, PG, Power, M. y Silva, WJ (2006). "Desarrollo de criterios sísmicos de movimiento del suelo para el estándar ASCE/SEI 7", Documento 533. Proc. 8va Conferencia Nacional de Estados Unidos sobre Ingeniería Sísmica.
- Dobry, R., Borcherdt, R., Crouse, CB, Idriss, IM, Joyner, WB, Martin, GR, et al. (2000). "Nuevos coeficientes de sitio y sistema de clasificación de sitios utilizados en las disposiciones recientes del código sísmico de construcción". Tierraq. Espectros, 16(1), 41–67.
- Elnashai, AS (1997). "Diseño sísmico con movimiento sísmico vertical". Diseño sísmico para la próxima generación de códigos, P. Fajfar y H. Krawinkler, eds., Balkema, Rotterdam, Países Bajos, 91–100.
- Decreto Ejecutivo 12699. (2016). Establecimiento de un Estándar Federal de Gestión de Riesgos de Terremotos. <http://www.whitehouse.gov/the-press-office/2016/02/02/executive-order-establishing-federal-earthquake-risk-management-standard>.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (1997a). "Disposiciones recomendadas por NEHRP para regulaciones sísmicas en edificios nuevos y otras estructuras". FEMA 302. Washington, DC.
- FEMA. (1997b). "Disposiciones recomendadas por NEHRP para regulaciones sísmicas en edificios nuevos y otras estructuras: Parte 2, comentario". FEMA 303. Washington DC.
- FEMA. (2009). "NEHRP recomendó provisiones sísmicas para nuevos edificios y otras estructuras". FEMA P-750. Washington DC.
- Frankel, A., Mueller, C., Barnhard, T., Perkins, D., Leyendecker, EV, Dickman, N., et al. (1996). "Mapas nacionales de riesgo sísmico". Informe de archivo abierto 96-532, Servicio Geológico de EE. UU., Denver, CO.
- Conferencia Internacional de Funcionarios de la Construcción (ICBO). (1997). Uniforme código de construcción. Whittier, CA.

- Kamai, R., Abrahamson, NA y Silva, WJ (2013). "Respuesta de sitio horizontal no lineal para el proyecto NGA-West 2". Informe PEER 2013/12, Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico, Berkeley, CA.
- Kircher y Asociados. (2015). "Investigación de una deficiencia identificada en los procedimientos de diseño sísmico de ASCE 7-10 y desarrollo de mejoras recomendadas para ASCE 7-16". Preparado para el Consejo de Seguridad Sísmica en la Construcción, Instituto Nacional de Ciencias de la Construcción, Washington, DC, Palo Alto, CA [yhttps://cymcdn.com/sites/www.nibs.org/resource/resmgr/BSSC2/Seismic\\_Factor\\_Study.pdf](https://cymcdn.com/sites/www.nibs.org/resource/resmgr/BSSC2/Seismic_Factor_Study.pdf)
- Seyhan, E. y Stewart, JP (2012). "Respuesta del sitio en disposiciones NEHRP y modelos NGA". Estado del arte y práctica de la ingeniería geotécnica: Volumen de conferencias magistrales del GeoCongress 2012", Publicación especial geotécnica de la ASCE n.º 226, K. Rollins y D. Zekkos, eds., ASCE, Reston, VA, 359–379.
- Silva, W. (1997). "Características de fuertes movimientos verticales del suelo para aplicaciones al diseño de ingeniería. Taller FHW/NCEER sobre la representación nacional del movimiento sísmico del suelo para instalaciones de carreteras nuevas y existentes". Informe técnico NCEER-97-0010, Centro Nacional de Investigación de Ingeniería Sísmica, Buffalo, NY.
- Stewart, JP y Seyhan, E. (2013). "Amplificación de sitio no lineal semiempírica y su aplicación en factores de sitio NEHRP". Informe PEER 2013.
- Centro de Investigación de Ingeniería de Terremotos del Pacífico, Universidad de California, Berkeley, CA.
- Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). (1999). Requisitos de fuerza lateral recomendados y comentarios, Comité de sismología, Sacramento, CA.
- Dobry, R., Ramos, R. y Power, MS (1999). "Factores del sitio y categorías del sitio en los códigos sísmicos". Informe Técnico MCEER-99-0010. Centro Multidisciplinario para la Investigación de Ingeniería Sísmica, Universidad de Buffalo, NY.
- Campo, EH (2000). "Una relación modificada de atenuación del movimiento del suelo para el sur de California que explica la clasificación detallada del sitio y un efecto de profundidad de la cuenca". Toro. Sísmico. Soc. de Am., 90, S209–S221.
- Harmsen, SC (1997). "Determinación de la amplificación del sitio en el área urbana de Los Ángeles a partir de la inversión de registros de movimiento fuerte". Toro. Sísmico. Soc. de Am., 87, 866-887.
- Huang, Y.-N., Whittaker, AS y Luco, N. (2008). "Orientación de la demanda espectral máxima en la región cercana a la falla". Tierraq. Espectros, 24, 319–341.
- Joyner, WB y Boore, DM (2000). "Desarrollos recientes en la estimación del movimiento del suelo en terremotos". proc. 6º Internacional Conferencia sobre zonación sísmica, Palm Springs, CA.
- Luco, N., Ellingwood, BR, Hamburger, RO, Hooper, JD, Kimball, JK y Kircher, CA (2007). "Mapas de diseño sísmico con objetivos de riesgo versus actuales para los Estados Unidos contiguos". proc. SEAOC 76a Convención Anual ción, Sacramento, CA.
- Petersen, MD, Frankel, AD, Harmsen, SC, Mueller, CS, Haller, KM, Wheeler, RL, et al. (2008). "Documentación para la actualización de 2008 de los mapas nacionales de riesgo sísmico de los Estados Unidos". Informe de archivo abierto de USGS 2008-1128, Servicio Geológico de EE. UU., Reston, VA.
- Rodríguez-Marek, A., Bray, JD y Abrahamson, N. (2001). "Un procedimiento de respuesta de sitio geotécnico empírico". Tierraq. Espectros, 17(1), 65–87.
- Seyhan, E. (2014). Promedio ponderado de 2014 NGA West-2 GMPE, archivo de Excel: NGAW2\_GMPE\_Spreadsheets\_v5.6\_070514, Pacific Earthquake Engineering Center, Berkeley, CA [yhttp://peer.berkeley.edu/ngawest2/databases/](http://peer.berkeley.edu/ngawest2/databases/)
- Silva, W., Darragh, R., Gregor, N., Martin, G., Abrahamson, N. y Kircher, C. (2000). "Reevaluación de los coeficientes del sitio y los factores de falla cercana para las disposiciones del código de construcción". Disposiciones del Código de Construcción, Elemento II del Programa, Informe 98-HQ-GR-1010, Servicio Geológico de EE. UU., Reston, VA.
- Somerville, PG, Smith, NF, Graves, RW y Abrahamson, NA (1997). "Modificación de las relaciones empíricas de atenuación del movimiento del suelo fuerte para incluir los efectos de amplitud y duración de la directividad de ruptura". Sísmico. Res. Lett., 68, 199–222.
- Steidl, JH (2000). "Respuesta del sitio en el sur de California para el análisis probabilístico de peligro sísmico". Toro. Sísmico. Soc. de Am., 90, S149–S169.
- Stewart, JP, Liu, AH y Choi, Y. (2003). "Factores de amplificación para la aceleración espectral en regiones tectónicamente activas". Toro. Sísmico. Soc. of Am., 93(1), 332–352.

## OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

- Abrahamson, NA (2000). "Efectos de la directividad de ruptura en el análisis probabilístico de peligro sísmico". proc. 6º Internacional Conferencia sobre Zonación Sísmica, Palm Springs, CA.
- ASCE. (2003). "Evaluación sísmica de edificios existentes". ASCE/SEI 31-03. Reston, VA.
- ASCE. (2007). "Rehabilitación sísmica de edificios existentes." ASCE/SEI 41–06. Reston, VA.
- Borcherdt, RD (2002). "Evidencia empírica de los coeficientes de sitio en la construcción disposiciones del código". Tierraq. Espectros, 18(2), 189–217.
- Crouse, CB y McGuire, JW (1996). "Estudios de respuesta del sitio con el fin de revisar las disposiciones sísmicas del NEHRP". Tierraq. Espectros, 12(3), 129–143.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C12

## REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN

## C12.1 BASES DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Las expectativas de desempeño para las estructuras diseñadas de acuerdo con esta norma se describen en las Secciones C11.1 y

C11.5. Es probable que las estructuras diseñadas de acuerdo con la norma tengan una baja probabilidad de colapso, pero pueden sufrir daños estructurales graves si se someten al terremoto máximo considerado de riesgo (MCER) o a un movimiento del suelo más fuerte.

Aunque los requisitos sísmicos de la norma se establecen en términos de fuerzas y cargas, no se aplican fuerzas externas a la estructura durante un terremoto como, por ejemplo, es el caso durante una tormenta de viento. Las fuerzas de diseño solo pretenden ser aproximaciones para generar fuerzas internas adecuadas para proporcionar la resistencia y la rigidez de los elementos estructurales y para estimar las deformaciones (cuando se multiplican por el factor de amplificación de la flexión, Cd) que ocurrirían en la misma estructura en caso de terremoto de diseño (no MCER) movimiento del suelo.

**C12.1.1 Requisitos básicos.** El Capítulo 12 de la norma establece un conjunto de requisitos coordinados que deben usarse juntos.

Los pasos básicos en el diseño estructural de la estructura de un edificio para un comportamiento sísmico aceptable son los siguientes:

1. Seleccionar sistemas resistentes a fuerzas de gravedad y sísmicas apropiados para la intensidad anticipada de la sacudida del suelo. La Sección 12.2 establece las limitaciones según la categoría de diseño sísmico.
2. Configure estos sistemas para producir una ruta de carga continua, regular y redundante de modo que la estructura actúe como una unidad integral al responder a las sacudidas del suelo. La Sección 12.3 aborda los problemas de configuración y redundancia.
3. Analizar un modelo matemático de la estructura sometida a movimientos sísmicos laterales y fuerzas de gravedad. Las Secciones 12.6 y 12.7 establecen los requisitos para el método de análisis y para la construcción del modelo matemático.
- Las secciones 12.5, 12.8 y 12.9 establecen los requisitos para realizar un análisis estructural para obtener fuerzas y desplazamientos internos.
4. Proporcionar elementos y conexiones para que tengan una resistencia y rigidez lateral y vertical adecuadas. La Sección 12.4 especifica cómo se combinarán los efectos de la gravedad y las cargas sísmicas para establecer las resistencias requeridas, y la Sección 12.12 especifica los límites de deformación para la estructura.

Las estructuras de uno a tres pisos con muros de corte o sistemas de marcos arriostrados de configuración simple pueden ser elegibles para el diseño bajo el procedimiento alternativo simplificado contenido en la Sección 12.14. Cualquier otra desviación de los requisitos del Capítulo 12 está sujeta a la aprobación de la autoridad competente (AHJ) y debe estar rigurosamente justificada, como se especifica en la Sección 11.1.4.

Las fuerzas sísmicas de línea de base utilizadas para proporcionar elementos estructurales (miembros individuales, conexiones y soportes) son

fuerzas horizontales estáticas derivadas de un procedimiento de espectro de respuesta elástica. Un requisito básico es que el movimiento horizontal puede provenir de cualquier dirección relativa a la estructura, con requisitos detallados para evaluar la respuesta de la estructura que se proporcionan en la Sección 12.5. Para la mayoría de las estructuras, el efecto de los movimientos verticales del suelo no se analiza explícitamente; se incluye implícitamente al ajustar los factores de carga (hacia arriba y hacia abajo) para las cargas muertas permanentes, como se especifica en la Sección 12.4. Ciertas condiciones que requieren un análisis más detallado de la respuesta vertical se definen en los Capítulos 13 y 15 para componentes no estructurales y estructuras que no son de edificación, respectivamente.

El procedimiento de análisis sísmico básico utiliza espectros de respuesta que son representativos, pero sustancialmente reducidos, de los movimientos terrestres anticipados. Como resultado, en el nivel MCER de movimiento del suelo, se espera que los elementos estructurales cedan, se doblen o se comporten de otra manera inelástica. Este enfoque tiene un precedente histórico sustancial. En terremotos pasados, las estructuras con sistemas adecuadamente dúctiles, regulares y continuos que se diseñaron usando fuerzas de diseño reducidas se desempeñaron aceptablemente. En la norma, dichas fuerzas de diseño se calculan dividiendo las fuerzas que se generaría en una estructura que se comportara elásticamente cuando se sometiera al movimiento sísmico del suelo de diseño por el coeficiente de modificación de la respuesta, R, y este movimiento del suelo de diseño se toma como dos tercios de el movimiento del suelo MCER .

La intención de R es reducir la demanda determinada, asumiendo que la estructura permanece elástica al sismo de diseño, para apuntar al desarrollo de la primera fluencia significativa. Esta reducción explica la demanda de ductilidad de desplazamiento, Rd, requerida por el sistema y la sobrerresistencia inherente,  $\bar{y}$ , del sistema resistente a fuerzas sísmicas (SFRS) (Fig. C12.1-1). La fluencia significativa es el punto en el que se produce por primera vez la plastificación completa de una región crítica del SFRS (p. ej., la formación de la primera rótula plástica en un marco de momento), y la rigidez del SFRS a mayores aumentos en las fuerzas laterales disminuye a medida que se extiende el comportamiento inelástico continuo, dentro del SFRS. Este enfoque es consistente con las prácticas de diseño de resistencia última a nivel de miembro. Como tal, la primera fluencia significativa no debe malinterpretarse como el punto donde ocurre la primera fluencia en cualquier miembro (p. ej., 0.7 veces el momento de fluencia de una viga de acero o ya sea el agrietamiento inicial o el inicio de la fluencia en una barra de refuerzo en una viga de concreto reforzado o muro).

La figura C12.1-1 muestra la relación entre la fuerza lateral y la deformación para un marco de momento arquetípico utilizado como SFRS. El primer rendimiento significativo se muestra como la bisagra plástica más baja en el diagrama fuerza-deformación. Debido a reglas y límites de diseño particulares, incluidas las resistencias de los materiales que exceden los requisitos de diseño nominales o específicos del proyecto, los elementos estructurales son más resistentes en cierto grado que la resistencia requerida por el análisis. Por lo tanto, se espera que el SFRS alcance un primer rendimiento significativo para fuerzas superiores a las fuerzas de diseño. Con carga lateral aumentada,

FIGURA C12.1-1 Curva de fuerza inelástica-deformación

se forman bisagras de plástico adicionales y la resistencia aumenta a un ritmo reducido (siguiendo la curva sólida) hasta que se alcanza la resistencia máxima, lo que representa un sistema completamente cedido. La resistencia máxima desarrollada a lo largo de la curva es sustancialmente mayor que la del primer rendimiento significativo, y este margen se denomina capacidad de sobrerresistencia del sistema. La relación de estas fuerzas se denota como  $\bar{\gamma}$ . Además, la figura ilustra la variación potencial que puede existir entre la respuesta elástica real de un sistema y la considerada utilizando los límites del período fundamental (suponiendo una participación de masa del 100 % en el modo fundamental; consulte la Sección C12.8.6). Aunque no es una preocupación para el diseño de resistencia, esta variación puede tener un efecto en las desviaciones esperadas.

La sobrerresistencia del sistema descrita anteriormente es el resultado directo de la sobrerresistencia de los elementos que forman el SFRS y, en menor medida, de la distribución de fuerzas laterales utilizada para evaluar la curva fuerza-deformación inelástica. Estos dos efectos interactúan con las cargas de gravedad aplicadas para producir bisagras plásticas secuenciales, como se ilustra en la figura. Esta sobrerresistencia de los miembros es consecuencia de varias fuentes. Primero, la sobrerresistencia del material (es decir, las resistencias reales del material superiores a las resistencias nominales del material especificadas en el diseño) pueden aumentar significativamente la sobrerresistencia del elemento. Por ejemplo, una encuesta reciente muestra que el límite elástico medio del acero ASTM A36 es entre un 30 % y un 40 % más alto que el límite elástico especificado utilizado en los cálculos de diseño. En segundo lugar, las resistencias de diseño de los miembros generalmente incorporan una reducción de la resistencia o un factor de resistencia,  $\bar{\gamma}$ , para producir una baja probabilidad de falla bajo la carga de diseño. Es común no incluir este factor en la relación carga-deformación del elemento cuando se evalúa la respuesta sísmica de una estructura en un análisis estructural no lineal. En tercer lugar, los diseñadores pueden introducir resistencia adicional seleccionando secciones o especificando patrones de refuerzo que excedan los requeridos por los cálculos. Situaciones similares ocurren donde

los mínimos prescriptivos de la norma, o de las normas de diseño a las que se hace referencia, controlan el diseño. Finalmente, el diseño de muchos sistemas estructurales flexibles (p. ej., pórticos resistentes a momento) puede ser controlado por la deriva en lugar de la resistencia, con secciones seleccionadas para controlar las deformaciones laterales en lugar de proporcionar la resistencia especificada.

El resultado es que las estructuras suelen tener una resistencia lateral mucho más alta que la especificada como mínima por la norma, y la primera fluencia significativa de las estructuras puede ocurrir a niveles de carga lateral que son del 30 % al 100 % más altos que las fuerzas sísmicas de diseño prescritas. Si se proporciona con detalles dúctiles, redundancia y regularidad adecuados, la fluencia total de las estructuras puede ocurrir a niveles de carga que son de dos a cuatro veces los niveles de fuerza de diseño prescritos.

La mayoría de los sistemas estructurales tienen algunos elementos cuya acción no puede proporcionar una respuesta inelástica confiable o disipación de energía. De manera similar, se requiere que algunos elementos permanezcan esencialmente elásticos para mantener la integridad estructural de la estructura (por ejemplo, columnas que soportan un SFRS discontinuo). Dichos elementos y acciones deben protegerse de un comportamiento indeseable considerando que las fuerzas reales dentro de la estructura pueden ser significativamente mayores que las que se producen al principio. La norma especifica un factor de sobrerresistencia,  $\bar{\gamma}_0$ , para amplificar las fuerzas sísmicas prescritas para su uso en el diseño de tales elementos y para tales acciones. Este enfoque es una simplificación para determinar las fuerzas máximas que podrían desarrollarse en un sistema y la distribución de estas fuerzas dentro de la estructura. Por lo tanto, este factor de sobrerresistencia especificado no es un límite superior ni inferior; es simplemente una aproximación especificada para proporcionar un grado nominal de protección contra el comportamiento indeseable.

Las deformaciones elásticas calculadas bajo estas fuerzas reducidas (consulte la Sección C12.8.6) se multiplican por el factor de amplificación de deflexión,  $C_d$ , para estimar las deformaciones que probablemente resulten de

el movimiento del suelo sísmico de diseño. Este factor se introdujo por primera vez en ATC 3-06 (ATC 1978). Para la gran mayoría de los sistemas,  $C_d$  es menor que  $R$ , con algunas excepciones notables, donde la deriva inelástica está fuertemente asociada con un mayor riesgo de colapso (por ejemplo, muros de carga de hormigón armado). Las investigaciones de los últimos 30 años han demostrado que los desplazamientos inelásticos pueden ser significativamente mayores que  $\delta_E$  para muchas estructuras y menores que  $\delta_E$  para otras. Cuando  $C_d$  es sustancialmente menor que  $R$ , se considera que el sistema tiene un amortiguamiento mayor que el 5% nominal del amortiguamiento crítico. Como se establece en la Sección 12.12 y el Capítulo 13, las deformaciones amplificadas se utilizan para evaluar las derivas de piso y para determinar las demandas sísmicas sobre los elementos de la estructura que están no forma parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas y en componentes no estructurales dentro de las estructuras.

La Fig. C12.1-1 ilustra la importancia de los parámetros de diseño sísmico contenidos en la norma, incluido el coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ ; el factor de amplificación de la deflexión,  $C_d$ ; y el factor de sobrerresistencia,  $\gamma_0$ . Los valores de estos parámetros, proporcionados en la Tabla 12.2-1, así como los criterios para la deriva de piso y los efectos P-delta, se han establecido considerando las características de las estructuras típicas diseñadas adecuadamente. Las disposiciones de la norma prevén un SFRS con características redundantes en el que se puede obtener una resistencia significativa del sistema por encima del nivel del primer rendimiento significativo mediante la plastificación en otros lugares críticos de la estructura antes de la formación de un mecanismo de colapso. Si se realiza una "optimización" excesiva de un diseño estructural con resistencia lateral proporcionada por solo unos pocos elementos, el comportamiento de rótula de fluencia sucesiva que se muestra en la Fig. C12.1-1 no se puede formar, la sobrerresistencia real ( $\gamma$ ) es pequeña, y el uso de los parámetros de diseño sísmico en el estándar puede no proporcionar el rendimiento sísmico previsto.

El coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ , representa la relación de las fuerzas que se desarrollarían bajo el movimiento del suelo especificado si la estructura tuviera una respuesta completamente elástica lineal a las fuerzas de diseño prescritas (Fig. C12.1-1). La estructura debe diseñarse de manera que el nivel de rendimiento significativo exceda la fuerza de diseño prescrita. La relación  $R_d$ , expresada como  $R_d = V_E \gamma / V_S$ , donde  $V_E$  es la demanda de fuerza sísmica elástica y  $V_S$  es la demanda de fuerza sísmica prescrita, siempre es mayor que 1.0; por lo tanto, todas las estructuras están diseñadas para fuerzas más pequeñas que las que produciría el movimiento del suelo de diseño en una estructura con una respuesta completamente elástica lineal. Esta reducción es posible por varias razones. A medida que la estructura comienza a ceder y deformarse inelásticamente, el período efectivo de respuesta de la estructura se alarga, lo que da como resultado una reducción en la demanda de resistencia para la mayoría de las estructuras. Además, la acción inelástica da como resultado una cantidad significativa de disipación de energía (amortiguamiento histerético) además de otras fuentes de amortiguamiento.

presente por debajo de un rendimiento significativo. El efecto combinado, que se conoce como reducción de la ductilidad, explica por qué una estructura diseñada correctamente con una resistencia a la fluencia total ( $V_y$  en la figura C12.1-1) que es significativamente menor que  $V_E$  puede ser capaz de proporcionar un desempeño satisfactorio bajo el diseño excitaciones del movimiento del suelo.

La disipación de energía resultante del comportamiento histerético se puede medir como el área encerrada por la curva fuerza-deformación de la estructura cuando experimenta varios ciclos de excitación.

Algunas estructuras tienen mucha más capacidad de disipación de energía que otras. El alcance de la capacidad de disipación de energía disponible depende en gran medida de la cantidad de rigidez y degradación de la resistencia que sufre la estructura a medida que experimenta ciclos repetidos de deformación inelástica. La Fig. C12.1-2 muestra curvas de deformación por carga representativas para dos subestructuras simples, como un conjunto de viga y columna en un pórtico. La curva histerética (a) en la figura representa el comportamiento de subestructuras que han sido detalladas para comportamiento dúctil. La subestructura puede mantener casi toda su resistencia y rigidez durante varios ciclos largos de deformación inelástica. Los "búcles" de fuerza-deformación resultantes son bastante amplios y abiertos, lo que resulta en una gran cantidad de disipación de energía. La curva histerética (b) representa el comportamiento de una subestructura que tiene una disipación de energía mucho menor que la de la subestructura (a), pero tiene un mayor cambio en el período de respuesta.

La respuesta estructural está determinada por una combinación de disipación de energía y modificación del período.

Los principios de esta sección describen la intención conceptual detrás de los parámetros de diseño sísmico utilizados por la norma. Sin embargo, estos parámetros se basan en gran medida en el juicio de ingeniería de los diversos materiales y el desempeño de los sistemas estructurales en terremotos pasados y no se pueden calcular directamente usando las relaciones presentadas en la Fig. C12.1-1. Los parámetros de diseño sísmico elegidos para un proyecto o sistema específico deben elegirse con cuidado. Por ejemplo, deben utilizarse valores más bajos para estructuras que posean un bajo grado de redundancia en las que todas las bisagras de plástico requeridas para la formación de un mecanismo puedan formarse esencialmente simultáneamente y con un nivel de fuerza cercano a la resistencia de diseño especificada. Esta situación puede resultar en efectos P-delta considerablemente más perjudiciales. Debido a que es difícil para los diseñadores individuales juzgar hasta qué punto se debe ajustar el valor de  $R$  en función de la redundancia inherente de sus diseños, la Sección 12.3.4 proporciona el factor de redundancia,  $\gamma$ , que generalmente se determina basándose en la eliminación de elementos individuales resistentes a fuerzas sísmicas.

Se permiten análisis sísmicos de orden superior para cualquier estructura y se requieren para algunas estructuras (consulte la Sección 12.6); sin embargo, aún pueden aplicarse límites inferiores basados en el procedimiento de fuerza lateral equivalente.

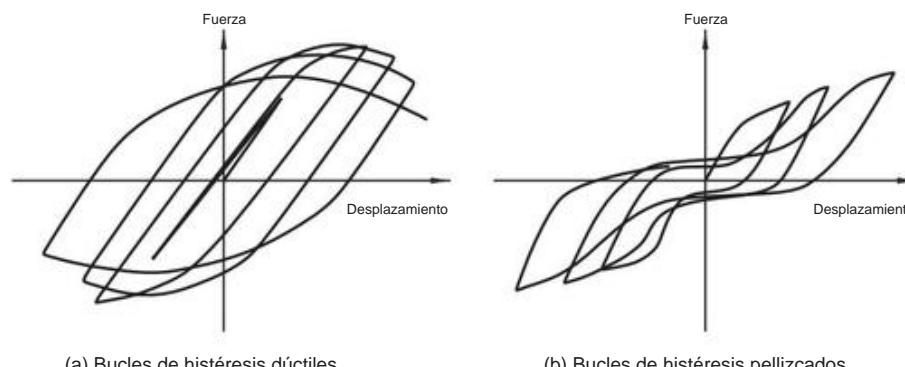


FIGURA C12.1-2 Curvas histeréticas típicas

C12.1.2 Diseño de miembro, diseño de conexión y límite de deformación. Dado que es probable que los elementos clave del sistema resistente a fuerzas sísmicas cedan en respuesta a los movimientos del suelo, como se analiza en la Sección C12.1.1, se podría esperar que se requieran conexiones estructurales para desarrollar la resistencia de los miembros conectados. Aunque ese es un procedimiento lógico, no es un requisito general. El requisito real varía según el sistema y generalmente se especifica en las normas para el diseño de los diversos materiales estructurales citados como referencia en el Capítulo 14. Un buen diseño sísmico requiere una cuidadosa consideración de este tema.

#### C12.1.3 Trayectoria de Carga Continua e Interconexión. En

En efecto, la Sección 12.1.3 requiere que el diseño sísmico sea completo y de acuerdo con los principios de la mecánica estructural. Las cargas deben transferirse razonablemente desde su punto de origen hasta el punto final de resistencia. Este requisito debería ser obvio, pero a menudo los que no tienen experiencia en ingeniería sísmica lo pasan por alto. El diseño debe tener en cuenta los posibles efectos adversos cuando no haya redundancia. Dadas las muchas incógnitas e incertidumbres en la magnitud y características de las cargas sísmicas, en los materiales y sistemas de construcción para resistir las cargas sísmicas, y en los métodos de análisis, la buena práctica de la ingeniería sísmica ha sido proporcionar la mayor redundancia posible en los análisis sísmicos. sistema resistente a la fuerza de los edificios. La redundancia juega un papel importante en la determinación de la capacidad del edificio para resistir las fuerzas sísmicas. En un sistema estructural sin elementos redundantes, cada elemento debe permanecer operativo para preservar la integridad de la estructura del edificio. Sin embargo, en un sistema altamente redundante, uno o más elementos redundantes pueden fallar y dejar un sistema estructural que retiene su integridad y puede continuar resistiendo fuerzas laterales., aunque con menor eficacia.

Aunque se incluye un requisito de redundancia en la Sección 12.3.4, la redundancia general del sistema se puede mejorar haciendo que todas las uniones del marco de soporte de carga vertical sean resistentes a momentos e incorporándolas al sistema resistente a fuerzas sísmicas. Estos múltiples puntos de resistencia pueden prevenir un colapso catastrófico causado por la fatiga o falla de un miembro o junta. (Las características de sobrerresistencia de este tipo de estructura se analizan en la Sección C12.1.1.)

Las fuerzas mínimas de conexión no están destinadas a ser aplicadas simultáneamente a todo el sistema resistente a fuerzas sísmicas.

C12.1.4 Conexión a Soportes. El requisito es similar al dado en la Sección 1.4 sobre conexiones a soportes para la integridad estructural general. Consulte la Sección C1.4.

C12.1.5 Diseño de cimientos. La mayoría de los criterios de diseño de cimientos aún se expresan en términos de esfuerzos permisibles, y las fuerzas calculadas en el estándar se basan todas en el nivel de resistencia de respuesta. Al desarrollar criterios basados en la resistencia para cimientos, todos los factores citados en la Sección 12.1.5 requieren una cuidadosa consideración.

La Sección C12.13 proporciona orientación específica.

C12.1.6 Diseño de materiales y requisitos de detallado. El estado límite de diseño para la resistencia a un sismo es diferente al de cualquier otra carga dentro del alcance de la norma. El estado límite sísmico se basa en el desempeño general del sistema, no en el desempeño de los miembros, donde los ciclos repetidos de deformación inelástica se aceptan como un mecanismo de disipación de energía. Se proporcionan disposiciones que modifican los requisitos habituales para proporcionar y detallar miembros y sistemas estructurales para producir el desempeño deseado.

### C12.2 SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

C12.2.1 Selección y Limitaciones. A los efectos del análisis sísmico y los requisitos de diseño, los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas

se agrupan en categorías como se muestra en la Tabla 12.2-1. Estas categorías se subdividen aún más para varios tipos de elementos verticales utilizados para resistir fuerzas sísmicas. Además, se especifican las secciones para el detalle de los requisitos.

La especificación de los coeficientes de modificación de la respuesta, R, requiere un juicio considerable basado en el conocimiento del desempeño real del terremoto y los estudios de investigación. Los coeficientes y factores en la Tabla 12.2-1 continúan siendo revisados a la luz de los resultados de investigaciones recientes. Los valores de R para los diversos sistemas se seleccionaron teniendo en cuenta el desempeño observado durante terremotos pasados, la dureza (capacidad de disipar energía sin degradación grave) del sistema y la cantidad de amortiguamiento típicamente presente en el sistema cuando sufre una respuesta inelástica. FEMA P-695 (2009b) ha sido desarrollado con el propósito de establecer y documentar una metodología para cuantificar el desempeño del sistema resistente a la fuerza sísmica y los parámetros de respuesta para su uso en el diseño sísmico. Mientras que R es un parámetro clave que se aborda, también se abordan los parámetros de diseño relacionados, como el factor de sobrerresistencia,  $\gamma_0$ , y el factor de amplificación de deflexión,  $C_d$ .

En conjunto, estos términos se conocen como "coeficientes (o factores) de diseño sísmico". Es probable que los sistemas futuros obtengan sus coeficientes (o factores) de diseño sísmico usando esta metodología, y los coeficientes (o factores) del sistema existente también pueden revisarse a la luz de este nuevo procedimiento.

Los límites de altura se han especificado en códigos y normas durante más de 50 años. Las limitaciones del sistema estructural y los límites de altura estructural,  $h_n$ , especificados en la Tabla 12.2-1, evolucionaron a partir de estas limitaciones iniciales y fueron modificados aún más por el juicio colectivo de expertos del Comité de Actualización de Disposiciones (PUC) del NEHRP y el proyecto ATC-3. equipo (los precursores de la PUC). Han seguido evolucionando durante los últimos 30 años según las observaciones y las pruebas, pero los valores específicos se basan en juicios subjetivos.

En un sistema de muros de carga, se omiten las principales columnas de carga y los muros soportan la mayor parte de las cargas de gravedad (muertas y vivas). Los muros proporcionan rigidez lateral en el plano y resistencia para resistir cargas de viento y terremoto y otras cargas laterales. En algunos casos, se utilizan armaduras verticales para aumentar la rigidez lateral. En general, la falta de redundancia para soportar cargas verticales y horizontales hace que los valores de R sean menores para este sistema en comparación con los valores R de otros sistemas.

En un sistema de armazón de edificio, las cargas de gravedad son transportadas principalmente por un armazón apoyado sobre columnas en lugar de muros de carga. Algunas porciones de la carga de gravedad pueden ser transportadas por los muros de carga, pero la cantidad transportada debe representar un porcentaje relativamente pequeño del área del piso o del techo. La resistencia lateral la proporcionan los muros de cortante o los pórticos arriostrados. Los muros de estructura ligera con paneles de corte están diseñados para usarse únicamente con estructuras de construcción de madera y acero. Aunque no se requiere que los sistemas resistentes a cargas de gravedad proporcionen resistencia lateral, la mayoría de ellos sí lo hacen. En la medida en que el sistema de resistencia a la carga por gravedad proporcione una resistencia lateral adicional, mejorará la capacidad de desempeño sísmico del edificio, siempre que sea capaz de resistir las tensiones resultantes y sufrir las deformaciones asociadas.

En un sistema de marco resistente a momento, las conexiones resistentes a momento entre las columnas y las vigas proporcionan resistencia lateral. En la Tabla 12.2-1, estos marcos se clasifican como ordinarios, intermedios o especiales. En las categorías de diseño sísmico alto, se espera que los movimientos anticipados del suelo produzcan grandes demandas inelásticas, por lo que se requieren marcos de momento especiales diseñados y detallados para una respuesta dúctil de acuerdo con el Capítulo 14. En categorías de diseño sísmicas bajas, la sobrerresistencia inherente en los diseños estructurales típicos es tal que las demandas inelásticas anticipadas se reducen un poco y se pueden usar sistemas menos dúctiles de manera segura. Debido a que estos sistemas de armazón ordinarios menos dúctiles

no poseen tanta tenacidad, se especifican valores más bajos de R.

Los valores de R,  $\gamma_0$  y Cd en los sistemas mixtos de la tabla 12.2-1 son similares a los de los sistemas comparables de acero estructural y hormigón armado. El uso de los valores tabulados está permitido solo cuando se cumplen los requisitos de diseño y detallado de la Sección 14.3.

En un sistema dual, una estructura espacial tridimensional formada por columnas y vigas proporciona soporte principal para las cargas de gravedad. La resistencia lateral primaria la proporcionan los muros de cortante o los pórticos arriostrados, y la resistencia lateral secundaria la proporciona un pórtico resistente a momentos que cumple con los requisitos del Capítulo 14.

Cuando un pórtico viga-columna o un pórtico losa-columna carece de detalles especiales, no puede actuar como un respaldo eficaz para un subsistema de muro de cortante, por lo que no existen sistemas duales con pórticos de momento ordinarios. En su lugar, la Tabla 12.2-1 permite el uso de un sistema interactivo de pórticos de muros de cortante con pórticos resistentes a momento de hormigón armado ordinario y muros de cortante de hormigón armado ordinarios. El uso de este sistema definido, que requiere el cumplimiento de la Sección 12.2.5.8, ofrece una ventaja significativa sobre una combinación simple de los dos sistemas de hormigón armado ordinarios constituyentes. Cuando esos sistemas se combinen simplemente, la Sección 12.2.3.3 requeriría el uso de parámetros de diseño sísmico para un pórtico resistente a momento de hormigón armado ordinario.

En un sistema de columnas en voladizo, la estabilidad de la masa en la parte superior la proporcionan una o más columnas con la base fija que actúa como un sistema de un solo grado de libertad.

Los sistemas de columnas en voladizo son esencialmente una clase especial de pórticos resistentes a momentos, excepto que no poseen la redundancia y la sobrerresistencia que la mayoría de los pórticos resistentes a momentos derivan de la formación secuencial de rótulas plásticas o de fluencia. Donde un marco resistente a momento típico debe formar múltiples articulaciones plásticas en los miembros para desarrollar un mecanismo de fluencia, un sistema de columnas en voladizo desarrolla articulaciones solo en la base de las columnas para formar un mecanismo. Como resultado, su sobrerresistencia se limita a la proporcionada por la sobrerresistencia del material y por el conservadurismo del diseño.

Se permite la construcción de estructuras de columnas en voladizo utilizando cualquiera de los sistemas que se pueden utilizar para desarrollar pórticos resistentes a momento, incluidos los aceros ordinarios y especiales; hormigón ordinario, intermedio y especial; y marcos de madera. Las limitaciones del sistema para los sistemas de columnas en voladizo reflejan el tipo de detalles del pórtico de momento proporcionado pero con un límite en la altura estructural, hn, de 35 pies (10,7 m).

El valor de R para los sistemas de columnas en voladizo se deriva de los valores de los marcos resistentes a momento donde R se divide por  $\gamma_0$  pero no se toma como menor que 1 o mayor que 2 1/2. Este rango explica la falta de rendimiento secuencial en tales sistemas. Cd se toma igual a R, reconociendo que el amortiguamiento es bastante bajo en estos sistemas y el desplazamiento inelástico de estos sistemas no es menor que el desplazamiento elástico.

**C12.2.1.1 Sistemas Estructurales Alternativos.** Históricamente, esta norma ha permitido el uso de sistemas alternativos de resistencia a la fuerza sísmica sujeto a la demostración satisfactoria de que la resistencia a la fuerza lateral y la capacidad de disipación de energía de los sistemas propuestos son equivalentes a los sistemas estructurales enumerados en la Tabla 12.2-1, para valores equivalentes del coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ , factor de sobrerresistencia,  $\gamma_0$ , y coeficiente de amplificación de deflexión, Cd. Estos factores de diseño se establecieron en base a datos analíticos y de laboratorio limitados y al juicio de ingeniería de los desarrolladores del estándar.

Con fondos de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, el Consejo de Tecnología Aplicada desarrolló una metodología racional para la validación de los criterios de diseño para sísmica

sistemas de resistencia a la fuerza bajo su proyecto ATC-63. Publicada como FEMA P-695 (2009b), esta metodología reconoce que el objetivo fundamental de las reglas de diseño sísmico contenidas en la norma es limitar la probabilidad de colapso a niveles aceptables. La metodología FEMA P-695 utiliza un análisis de historial de respuesta no lineal para predecir una relación de margen de colapso ajustada (ACMR) para un conjunto de estructuras arquetípicas diseñadas de acuerdo con un conjunto propuesto de criterios de diseño específicos del sistema y sujetas a una serie estándar de acelerogramas de movimiento del suelo. El conjunto de estructuras arquetípicas pretende representar los tipos y tamaños típicos de estructuras que probablemente incorporarán el sistema.

El ACMR se relaciona con la probabilidad condicional de colapso dada la sacudida del MCER y considera las incertidumbres asociadas con la variabilidad de registro a registro de los movimientos del suelo, la calidad del procedimiento de diseño, la exhaustividad y la calidad de los datos de laboratorio en los que se basa el modelo analítico. ; e incertidumbres asociadas con el modelo analítico. Se han utilizado estudios posteriores para comparar esta metodología con los sistemas seleccionados incluidos en la Tabla 12.2-1 y han demostrado que la metodología proporciona resultados racionales consistentes con el juicio de ingeniería anterior para muchos sistemas.

Por lo tanto, se considera que la metodología FEMA P-695 constituye el procedimiento preferido para demostrar la resistencia adecuada al colapso de los nuevos sistemas estructurales que actualmente no figuran en la Tabla 12.2-1.

Bajo la metodología FEMA P-695, los arquetipos utilizados para evaluar los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas se diseñan utilizando los criterios para estructuras de Categoría de Riesgo II y se evalúan para demostrar que la probabilidad condicional de colapso de dichas estructuras se ajusta al 10% de probabilidad de colapso, objetivo declarado en esta sección y también descrito en la Sección C1.3.1 del comentario a esta norma. Se supone que la aplicación de los factores de importancia sísmica y los límites de deriva más restrictivos asociados con los requisitos de diseño para estructuras asignadas a las Categorías de riesgo III y IV proporcionarán a dichas estructuras la resistencia mejorada al colapso descrita en la Sección C1.3.1 para esas Categorías de riesgo.

Además de proporcionar una base para el establecimiento de criterios de diseño para sistemas estructurales que se pueden usar para el diseño de una amplia gama de estructuras, la metodología FEMA P-695 también contiene una metodología específica de construcción destinada a la aplicación a estructuras individuales. El rigor asociado con la aplicación de la metodología FEMA P-695 puede no ser apropiado para el diseño de estructuras individuales que cumplen con excepciones limitadas y claramente definidas a los criterios contenidos en el estándar para un sistema estructural definido. Nada de lo contenido en esta sección pretende requerir el uso de FEMA P-695 o metodologías similares para tales casos.

**C12.2.1.2 Elementos de los Sistemas de Resistencia a Fuerzas Sísmicas.** Esta norma y las normas a las que se hace referencia especifican los criterios de diseño y detalle para miembros y sus conexiones (elementos) de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas definidos en la Tabla 12.2-1. Los elementos sustitutos reemplazan porciones de los sistemas definidos de resistencia a fuerzas sísmicas. Los ejemplos incluyen productos patentados hechos de conexiones resistentes a momento de acero especial o muros de corte patentados para usar en la construcción de estructuras ligeras. Los requisitos para la calificación de los elementos sustitutos de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas están destinados a garantizar un desempeño sísmico equivalente del elemento y del sistema como un todo. La evaluación de la idoneidad para la sustitución se basa en la comparación de los parámetros clave de rendimiento del elemento definido por el código (conforme) y el elemento sustituto.

FEMA P-795, Cuantificación del desempeño sísmico de edificios Factores: La Metodología de equivalencia de componentes (2011) es una

metodología aceptable para demostrar la equivalencia de elementos sustitutos y sus conexiones y proporciona métodos para probar componentes, calcular estadísticas de parámetros a partir de datos de prueba y criterios de aceptación para evaluar la equivalencia. Los parámetros clave de rendimiento incluyen la relación de resistencia, la relación de rigidez, la capacidad de deformación y las características de rigidez y resistencia cíclica.

La Sección 12.2.1.2, inciso f, requiere una revisión de diseño independiente como condición para la aprobación del uso de elementos sustitutos. No es la intención que se proporcione una revisión de diseño para cada proyecto que incorpore un componente sustituto, sino que dicha revisión se realice una vez, como parte de la calificación general de dichos componentes sustitutos. Cuando se usa en proyectos individuales, la evidencia de dicha revisión podría incluir un informe del servicio de evaluación o una carta de revisión que indique las condiciones bajo las cuales es aceptable el uso del componente sustituto.

**C12.2.2 Combinaciones de sistemas de estructura en diferentes direcciones.** Se pueden usar diferentes sistemas de resistencia a fuerzas sísmicas a lo largo de cada uno de los dos ejes ortogonales de la estructura, siempre que se usen los valores respectivos de R,  $\delta_0$  y Cd .

Dependiendo de la combinación seleccionada, es posible que uno de los dos sistemas pueda limitar la extensión del sistema total con respecto a las limitaciones del sistema estructural o la altura estructural, hn; el más restrictivo de estos gobernaría.

**C12.2.3 Combinaciones de Sistemas de Estructuras en la Misma Dirección.** La intención de la disposición que exige el uso de los parámetros de diseño sísmico más estrictos (R,  $\delta_0$  y Cd) es evitar sistemas mixtos resistentes a fuerzas sísmicas que podrían concentrar un comportamiento inelástico en los pisos inferiores.

#### C12.2.3.1 Valores de R, Cd y $\delta_0$ para combinaciones verticales.

Esta sección amplía la Sección 12.2.3 al especificar los requisitos específicos para los casos en que (a) el valor de R para el sistema resistente a fuerzas sísmicas inferior es menor que el del sistema superior, y (b) el valor de R para el sistema de resistencia a la fuerza sísmica superior es menor que el del sistema inferior.

Los dos casos tienen por objeto dar cuenta de todas las posibilidades de combinaciones verticales de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en la misma dirección. Para una estructura con una combinación vertical de tres o más sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en la misma dirección, la Sección 12.2.3.1 debe aplicarse a los pares de sistemas adyacentes hasta que las combinaciones verticales cumplan con los requisitos allí establecidos.

También hay excepciones a estos requisitos para condiciones que no afectan las características dinámicas de la estructura o que no dan como resultado una concentración de demanda inelástica en puntos críticos.

#### áreas

**C12.2.3.2 Procedimiento de análisis de dos etapas.** Se permite un procedimiento de fuerza lateral equivalente de dos etapas donde la parte inferior de la estructura tiene un mínimo de 10 veces la rigidez de la parte superior de la estructura. Además, no se permite que el período de toda la estructura sea mayor a 1,1 veces el período de la parte superior considerada como una estructura separada apoyada en la transición de la parte superior a la inferior. Un ejemplo sería un podio de hormigón debajo de una parte superior de una estructura con estructura de madera o acero. La parte superior puede analizarse en busca de fuerzas sísmicas y derivas usando los valores de R,  $\delta_0$  y Cd para la parte superior como una estructura separada. Las fuerzas sísmicas (p. ej., cortante y vuelco) en la base de la parte superior se aplican a la parte superior de la parte inferior y se aumentan en la proporción de  $\delta_R/\delta_{\text{superior}}$  a  $\delta_R/\delta_{\text{inferior}}$ . La parte inferior, que ahora incluye las fuerzas sísmicas de la parte superior, puede analizarse utilizando los valores de R,  $\delta_0$  y Cd para la parte inferior de la estructura.

**C12.2.3.3 Valores de R, Cd y  $\delta_0$  para combinaciones horizontales.** Para casi todas las condiciones, se debe usar en el diseño el valor mínimo de R de diferentes sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en la misma dirección. Este requisito refleja la expectativa de que todo el sistema sufrirá la misma deformación con su comportamiento controlado por el sistema menos dúctil. Sin embargo, para la construcción de marcos livianos o diafragmas flexibles que cumplan con las condiciones enumeradas, se puede usar el valor de R para cada línea independiente de resistencia. Esta condición excepcional es consistente con la construcción de estructura liviana que usa el suelo para estacionamiento con uso residencial arriba.

**C12.2.4 Requisitos de detalles de estructura combinada.** Este requisito se proporciona para que el sistema de resistencia a la fuerza sísmica con el valor más alto de R tenga el detalle dúctil necesario en todas partes. La intención es que los detalles comunes a ambos sistemas se diseñen para permanecer funcionales a lo largo de la respuesta a los efectos de la carga sísmica para preservar la integridad del sistema resistente a la fuerza sísmica.

#### C12.2.5 Requisitos específicos del sistema

**C12.2.5.1 Sistema dual.** El marco de momento de un sistema dual debe ser capaz de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas de diseño; este porcentaje se basa en el juicio. El propósito del pórtico del 25% es proporcionar un sistema secundario de resistencia a la fuerza sísmica con mayores grados de redundancia y ductilidad para mejorar la capacidad del edificio para soportar las cargas de servicio (o al menos el efecto de las cargas de gravedad) después de un fuerte terremoto. . El sistema primario (muros o arriostramiento) que actúa junto con el marco de momento debe ser capaz de resistir todas las fuerzas sísmicas de diseño. Los siguientes análisis son necesarios para los sistemas duales:

1. El pórtico resistente a momento y los muros de cortante o pórticos arriostrados deben resistir las fuerzas sísmicas de diseño, considerando plenamente la interacción fuerza y deformación de los muros o pórticos arriostrados y los marcos de momento como un solo sistema. Este análisis debe hacerse de acuerdo con los principios de la mecánica estructural que consideran las rigideces relativas de los elementos y la torsión en el sistema. Las deformaciones impuestas sobre los elementos del pórtico resistente a momento por su interacción con los muros de corte o los pórticos arriostrados deben considerarse en este análisis.
2. El pórtico resistente a momentos debe diseñarse con la resistencia suficiente para resistir al menos el 25 % de las fuerzas sísmicas de diseño.

**C12.2.5.2 Sistemas de columnas en voladizo.** Los sistemas de columnas en voladizo se destacan para una consideración especial debido a sus características únicas. Estas estructuras a menudo tienen redundancia limitada y sobrerresistencia y concentran el comportamiento inelástico en sus bases. Como resultado, tienen una capacidad de disipación de energía sustancialmente menor que otros sistemas. Varios edificios de apartamentos que incorporaron este sistema sufrieron graves daños y, en algunos casos, se derrumbaron en el terremoto de Northridge (California) de 1994. Debido a que la ductilidad de las columnas que tienen grandes esfuerzos axiales es limitada, los sistemas de columnas en voladizo no se pueden usar cuando las demandas axiales de las columnas individuales debido a los efectos de carga sísmica superan el 15 % de su resistencia axial disponible, incluidos los efectos de esbeltez.

Los elementos que proporcionan restricción en la base de las columnas en voladizo deben diseñarse para efectos de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia, de modo que se desarrolle la resistencia de las columnas en voladizo.

**C12.2.5.3 Estructuras Tipo Péndulo Invertido.** Las estructuras de tipo péndulo invertido no tienen una entrada única en la Tabla 12.2-1 porque pueden formarse a partir de muchos elementos estructurales.

sistemas Las estructuras de tipo péndulo invertido tienen más de la mitad de su masa concentrada cerca de la parte superior (produciendo un grado de libertad en la traslación horizontal) y compatibilidad rotacional de la masa con la columna (produciendo aceleraciones verticales que actúan en direcciones opuestas). La respuesta dinámica amplifica esta rotación; por lo tanto, el momento flector inducido en la parte superior de la columna puede exceder el calculado usando los procedimientos de la Sección 12.8. El requisito de diseñar para un momento superior que sea la mitad del momento base calculado de acuerdo con la Sección 12.8 se basa en análisis de péndulos invertidos que cubren una amplia gama de condiciones prácticas.

**C12.2.5.4** Límite de altura estructural aumentado para pórticos de acero arriostrados excéntricamente, pórticos de acero arriostrados concéntricamente especiales, pórticos arriostrados de acero con restricción de pandeo, muros de cortante de placas especiales de acero y muros de cortante de hormigón armado especial. El primer criterio para un límite incrementado en la altura estructural,  $h_n$ , excluye la irregularidad torsional extrema debido a que la falla prematura de uno de los muros de corte o pórticos arriostrados podría conducir a una inelástica excesiva. respuesta torsional. El segundo criterio, que es similar a los requisitos de redundancia, es limitar la altura estructural de los sistemas que dependen demasiado de una sola línea de muros de corte o marcos arriostrados. Debe incluirse la torsión inherente resultante de la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez, pero los efectos de torsión accidentales se desprecian para facilitar la implementación.

**C12.2.5.5** Pórticos especiales de momento en estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D a F. Se requiere que los pórticos especiales de momento, ya sea solos o como parte de un sistema dual, se utilicen en las categorías de diseño sísmico D a F donde la altura estructural,  $h_n$ , supera los 160 pies (48,8 m) (o 240 pies [73,2 m]) para edificios que cumplen con las disposiciones de la Sección 12.2.5.4) como se indica en la Tabla 12.2-1. En edificios más cortos donde no se requiere el uso de pórticos especiales resistentes a momento, los pórticos especiales resistentes a momento pueden interrumpirse y apoyarse en sistemas menos dúctiles siempre que se sigan los requisitos de la Sección 12.2.3 para combinaciones de sistemas de pórticos.

Para la situación en la que se requieren marcos de momento especiales, deben ser continuos a la cimentación. En los casos en que los cimientos estén ubicados debajo de la base del edificio, se pueden hacer provisiones para disconinuar los pórticos resistentes al momento siempre que las fuerzas sísmicas se consideren adecuadamente y se transfieran a la estructura de soporte.

**C12.2.5.6** Marcos de momento ordinarios de acero. Los marcos de momento ordinarios (OMF) de acero son menos dúctiles que los marcos de momento especiales de acero; en consecuencia, su uso está prohibido en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F (Tabla 12.2-1). Las estructuras con OMF de acero, sin embargo, han exhibido un comportamiento aceptable en terremotos pasados donde las estructuras estaban suficientemente limitadas en su altura estructural, número de pisos y masa sísmica. Las disposiciones de la norma reflejan estas observaciones. La excepción se analiza por separado a continuación. La Tabla C12.2-1 resume las disposiciones.

**C12.2.5.6.1** Categoría de diseño sísmico D o E. Se permiten OMF de acero de un solo piso, siempre que (a) la altura estructural,  $h_n$ , sea un máximo de 65 pies (20 m), (b) la carga muerta soportada por y tributario al techo es un máximo de 20 lb/ft<sup>2</sup> (0.96 kN/m<sup>2</sup>), y (c) la carga muerta de las paredes exteriores a más de 35 pies (10.6 m) por encima de la base sísmica tributaria a los pórticos de momento es un máximo de 20 lb/ft<sup>2</sup> (0.96 kN/m<sup>2</sup>).

En estructuras de construcción de estructura liviana, se permiten OMF de acero de varios pisos, siempre que (a) la altura estructural,  $h_n$ , sea un máximo de 35 pies (10.6 m), (b) la carga muerta del

techo y cada piso por encima de la base sísmica soportados por y tributarios a los marcos de momento son cada uno un máximo de 35 lb/ft<sup>2</sup> (1.68 kN/m<sup>2</sup>), y (c) la carga muerta de las paredes exteriores tributarias a los marcos de momento es un máximo de 20 lb/ft<sup>2</sup> (0.96 kN/m<sup>2</sup>).

**EXCEPCIÓN:** Las estructuras industriales, como los hangares de mantenimiento de aeronaves y los edificios de ensamblaje, con OMF de acero se han desempeñado bien en terremotos anteriores con fuertes movimientos del suelo (EQE Inc. 1983, 1985, 1986a, 1986b, 1986c y 1987); la excepción permite que los OMF de acero de un solo piso tengan una altura ilimitada siempre que (a) la estructura se limite al recinto del equipo o la maquinaria; (b) sus ocupantes se limitan a mantener y monitorear el equipo, la maquinaria y sus procesos asociados; (c) la suma de la carga muerta y las cargas del equipo soportadas y tributarias del techo es un máximo de 20 lb/ft<sup>2</sup> (0.96 kN/m<sup>2</sup>); y (d) la carga muerta del sistema de paredes exteriores, incluidas las columnas exteriores a más de 35 pies (10.6 m) por encima de la base sísmica, es un máximo de 20 lb/ft<sup>2</sup> (0.96 kN/m<sup>2</sup>).

Aunque los dos últimos límites de carga (elementos C y D) son similares a los descritos en esta sección, existen diferencias significativas.

La excepción reconoce además que estas instalaciones a menudo requieren grandes equipos o maquinaria, y sistemas asociados, que no están soportados por el techo ni se consideran tributarios del mismo, que soportan las funciones operativas previstas de la estructura, como puentes grúa, grúas giratorias y líquidos Sistemas de almacenamiento, contención y distribución. Para limitar la interacción sísmica entre los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas y estos componentes, la excepción requiere el peso del equipo o la maquinaria que no es autopropulsado (es decir, no independiente) para todas las cargas (por ejemplo, muertas, vivas o sísmicas) incluirse al determinar el cumplimiento de los límites de carga del techo o de la pared exterior. Esta carga de equipo equivalente se sumará a las cargas enumeradas anteriormente.

Para determinar la carga de equipo equivalente, la excepción requiere que el peso se considere totalmente (100%) tributario a un área que no excede los 600 pies<sup>2</sup> (55,8 m<sup>2</sup>). Esta área límite se puede llevar a una pared exterior adyacente para los casos en que el peso lo soporta una columna exterior (que también puede extenderse hasta la primera columna interior) o al techo adyacente para los casos en que el peso lo soporta completamente una columna interior, columna o columnas, pero no ambas; tampoco se puede asignar una fracción del peso a cada zona. Las cargas de equipo dentro de áreas tributarias superpuestas deben combinarse en la misma área límite. Otras disposiciones en la norma, así como en ediciones anteriores, exigen que se cumplan los límites de carga del muro tributario del marco resistente al momento, pero este requisito no se incluye en la excepción porque se basa en un enfoque a nivel de componente que no considera la interacción entre sistemas en la estructura. Como tal, se considera que el área límite es una aproximación razonable del área tributaria de un segmento de pórtico resistente a momento para los fines de esta conversión.

Aunque este procedimiento de asignación de peso puede no representar una distribución física precisa, se considera un método razonable para verificar el cumplimiento de los límites de carga especificados para limitar las interacciones sísmicas. El ingeniero aún debe estar atento a las distribuciones de masa reales al calcular las cargas sísmicas. Se discute más información en la Sección C11.1.3.

**C12.2.5.6.2** Categoría de diseño sísmico F. Se permiten OMF de acero de un piso, siempre que cumplan las condiciones (a) y (b) descritas en la Sección C12.2.5.6.1 para pórticos de un piso y (c) la carga muerta de los muros exteriores tributarios a los marcos de momento es un máximo de 20 lb/ft<sup>2</sup> (0.96 kN/m<sup>2</sup>).

**C12.2.5.7** Marcos de momento intermedios de acero. Los pórticos de acero intermedios a momento (IMF) son más dúctiles que los pórticos ordinarios de acero a momento (OMF), pero menos dúctiles que los pórticos especiales de acero a momento; en consecuencia, se imponen restricciones

Tabla C12.2-1 Resumen de condiciones para OMF e IMF en estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico D, E o F  
 (Consulte la Norma para requisitos adicionales)

Sección	Marco	COSUDE	máx. Número Cuentos	Marco de luz Construcción	máx. hn pies	máx. techo/piso DL (lb/ft <sup>2</sup> )	máx. (lb/ft <sup>2</sup> )	Walla Altura en pies
12.2.5.6.1(a)	OMF	D, E	1	N / A	—	20	20	35
12.2.5.6.1(a)-	OMF	D, E	1	N / A	Palos Baja	20	20	35
Excepto 12.2.5.6.1(b)	OMF	D, E	Palos Baja	Requerido	35	35	20	0
12.2.5.6.2	OMF	F	1	N / A	—	20	20	0
12.2.5.7.1(a)	FMI	D	1	N / A	—	20	20	35
12.2.5.7.1(a)-Exc	FMI	D	1	N / A	Palos Baja	20	20	35
12.2.5.7.1(b)	FMI	D	Palos Baja	N / A	35	Palos Baja	Palos Baja	N / A
12.2.5.7.2(a)	FMI	mi	1	N / A	—	20	20	35
12.2.5.7.2(a)-Exc	FMI	mi	1	N / A	Palos Baja	20	20	35
12.2.5.7.2( b)	FMI	mi	Palos Baja	N / A	35	35	20	0
12.2.5.7.3(a)	FMI	F	1	N / A	—	20	20	0
12.2.5.7.3(b)	FMI	F	Palos Baja	Requerido	35	35	20	0

Nota: NL significa Sin límite; NA significa No aplicable. Para unidades métricas, use 20 m para 65 pies y use 10,6 m para 35 pies. Para 20 lb/ft<sup>2</sup>, use 0.96 kN/m<sup>2</sup> y para 30 lb/ft<sup>2</sup>, utilice 1,68 kN/m<sup>2</sup>.

Se aplica a la parte de la pared por encima de la altura de pared indicada.

sobre su uso en estructuras asignadas a Categoría de Diseño Sísmico D y su uso está prohibido en estructuras adscritas a Sísmica Categorías de diseño E y F (Tabla 12.2-1). como con el acero OMF, IMF de acero también han exhibido un comportamiento aceptable en terremotos pasados donde las estructuras estaban lo suficientemente limitadas en su altura estructural, número de pisos y masa sísmica. los disposiciones de la norma reflejan estas observaciones. los excepciones se analizan por separado (a continuación). Tabla C12.2-1 resume las disposiciones.

C12.2.5.7.1 Categoría de diseño sísmico D. Acero de un solo piso Los IMF están permitidos sin limitaciones en la carga muerta del techo y paredes exteriores, siempre que la altura estructural, hn, sea máximo de 35 pies (10,6 m). Un aumento a 65 pies (20 m) es permitido para hn, siempre que (a) la carga muerta soportada por y afluente al techo es un máximo de 20 lb/ft<sup>2</sup> (0.96 kN/m<sup>2</sup>), y (b) la carga muerta de las paredes exteriores de más de 35 pies (10,6 m) por encima del afluente base sísmica a los marcos de momento es un máximo de 20 lb/ft<sup>2</sup> (0.96 kN/m<sup>2</sup>).

La excepción permite que las IMF de acero de un solo piso sean ilimitadas de altura, siempre que cumplan todas las condiciones descritas en la excepción a la Sección C12.2.5.6.1 para las mismas estructuras.

C12.2.5.7.2 Categoría de diseño sísmico E. Acero de un solo piso Los FMI están permitidos, siempre que cumplan con todas las condiciones descrito en la Sección C12.2.5.6.1 para OMF de un solo piso.

La excepción permite que las IMF de acero de un solo piso sean ilimitadas de altura, siempre que cumplan todas las condiciones descritas en la Sección C12.2.5.6.1 para las mismas estructuras.

Se permiten los IMF de acero de varios pisos, siempre que cumplan todas las condiciones descritas en la Sección C12.2.5.6.1 para múltiples OMF de historia, excepto que no se requiere que la estructura sea de construcción de marco ligero.

C12.2.5.7.3 Categoría de diseño sísmico F. Acero de un solo piso Se permiten IMF, siempre que (a) la altura estructural, hn, es un máximo de 65 pies (20 m), (b) la carga muerta soportada por y afluente al techo es un máximo de 20 lb/ft<sup>2</sup> (0.96 kN/m<sup>2</sup>), y (c) la carga muerta de las paredes exteriores tributarias al momento marcos es un máximo de 20 lb/ft<sup>2</sup> (0.96 kN/m<sup>2</sup>).

Se permiten los IMF de acero de varios pisos, siempre que cumplen con todos las condiciones descritas en la excepción a la Sección C12.2.5.6.1 para OMF de varios pisos en estructuras de construcción ligera.

C12.2.5.8 Sistemas interactivos de pórtico de muro de corte. Para estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico A o B (donde riesgo sísmico es bajo), es una práctica habitual diseñar muros de cortante y pórticos de una estructura de pórtico de muro de cortante para resistir fuerzas laterales en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción entre los dos subsistemas en todos los niveles. Como se discutió en Sección C12.2.1, este enfoque típico requeriría el uso de un coeficiente de modificación de respuesta más bajo, R, que el definido para sistemas interactivos de muro de corte-marco. donde lo especial se satisfacen los requisitos de esta sección, se espera un desempeño más confiable, lo que justifica un valor más alto de R.

#### C12.3 FLEXIBILIDAD DEL DIAFRAGMA, CONFIGURACIÓN IRREGULARIDADES Y REDUNDANCIA

C12.3.1 Flexibilidad del diafragma. Mayor resistencia a fuerzas sísmicas Los sistemas tienen dos partes bien diferenciadas: el sistema horizontal, que distribuye las fuerzas laterales a los elementos verticales y la vertical sistema, que transmite fuerzas laterales entre los niveles del piso y la base de la estructura.

El sistema horizontal puede consistir en diafragmas o un sistema de arriostramiento horizontal. Para la mayoría de los edificios, diafragmas ofrecen el método más económico y positivo de resistir y distribuyendo las fuerzas sísmicas en el plano horizontal. Tipicamente, Los diafragmas consisten en una plataforma de metal (con o sin hormigón), losas de concreto y revestimientos y/o cubiertas de madera. Aunque la mayoría de los diafragmas son planos y consisten en los pisos de los edificios, también pueden tener configuraciones inclinadas, curvas, alabeadas o plegadas, y la mayoría de los diafragmas tienen aberturas.

La rigidez del diafragma en relación con la rigidez del sistema de resistencia a la fuerza sísmica vertical de soporte varía de flexible a rígido y es importante definirlo. Disposiciones que definen el diafragma flexibilidad se dan en las Secciones 12.3.1.1 a 12.3.1.3. si un diafragma no puede ser idealizado como flexible o rígido, explícito la consideración de su rigidez debe ser incluida en el análisis.

Los diafragmas en la mayoría de los edificios están reforzados con marcos ligeros de madera. Los muros de corte son semirrígidos. Porque el modelado de diafragma semirrígido está más allá de la capacidad del software disponible para edificios de estructura ligera de madera, se anticipa que este requisito se cumplirá mediante la evaluación de la distribución de fuerzas utilizando tanto rígidos como flexibles modelos de diafragma y tomando el peor caso de los dos. Aunque

este procedimiento está en conflicto con la práctica de diseño común, que generalmente incluye solo la distribución de fuerza de diafragma flexible para edificios de estructura ligera de madera, es un método para capturar el efecto de la rigidez del diafragma.

C12.3.1.1 Condición de diafragma flexible. La Sección 12.3.1.1 define amplias categorías de diafragmas que pueden idealizarse como flexibles, independientemente de si el diafragma cumple con las condiciones calculadas de la Sección 12.3.1.3. Estas categorías incluyen lo siguiente:

- un. Construcción con elementos estructurales verticales relativamente rígidos, como estructuras reforzadas con acero y muros de corte de hormigón o mampostería; B. Viviendas unifamiliares y bifamiliares; y C. Construcción de estructura liviana (p. ej., construcción que consta de paredes y diafragmas de estructura liviana) con o sin capas superiores no estructurales de rigidez limitada.

Para el punto c anterior, el cumplimiento de los límites de deriva de piso a lo largo de cada línea de muros de corte pretende ser un indicador de que los muros de corte son lo suficientemente sustanciales para compartir la carga sobre la base del área tributaria y no requieren redistribución de la fuerza de torsión.

C12.3.1.2 Condición de diafragma rígido. Los límites de la relación entre la luz y el canto se incluyen en la condición de cumplimiento como una medida indirecta de la contribución a la flexión de la rigidez del diafragma.

C12.3.1.3 Condición de diafragma flexible calculada. Se permite idealizar un diafragma como flexible si la deflexión calculada del diafragma (típicamente en la mitad del claro) entre los soportes (líneas de elementos verticales) es mayor que dos veces la desviación promedio del piso de los elementos verticales que resisten la fuerza lateral ubicados en los soportes del diafragma. lapso.

La figura 12.3-1 representa una carga distribuida, lo que transmite la intención de que la carga lateral tributaria se use para calcular  $\bar{y}MDD$ , de acuerdo con los símbolos de la Sección 11.3. Se ilustra una abertura de diafragma, y las flechas más cortas en la parte del diafragma con la abertura indican una intensidad de carga más baja debido a una masa sísmica tributaria más baja.

C12.3.2 Clasificación Irregular y Regular. La configuración de una estructura puede afectar significativamente su desempeño durante un fuerte sismo que produzca el movimiento del suelo contemplado en la norma. La configuración estructural se puede dividir en dos aspectos: horizontal y vertical. La mayoría de las disposiciones de diseño sísmico se derivaron de edificios que tienen configuraciones regulares, pero los terremotos han demostrado repetidamente que los edificios que tienen configuraciones irregulares sufren daños mayores.

Esta situación prevalece incluso con un buen diseño y construcción.

Hay varias razones para el mal comportamiento de las estructuras irregulares. En una estructura regular, la respuesta inelástica, incluida la disipación de energía y el daño, producida por fuertes sacudidas del suelo tiende a estar bien distribuida por toda la estructura.

Sin embargo, en estructuras irregulares, el comportamiento inelástico se puede concentrar en las irregularidades y puede resultar en una falla rápida de los elementos estructurales en estas áreas. Además, algunas irregularidades introducen demandas imprevistas en la estructura, que los diseñadores suelen pasar por alto al detallar el sistema estructural. Finalmente, los métodos de análisis elástico típicamente usados en el diseño de estructuras a menudo no pueden predecir muy bien la distribución de las demandas sísmicas en una estructura irregular, lo que conduce a un diseño inadecuado en las áreas asociadas con la irregularidad.

Por estas razones, la norma fomenta configuraciones estructurales regulares y prohíbe la irregularidad grave en edificios ubicados en sitios cercanos a fallas activas importantes, donde se anticipan movimientos de tierra muy fuertes y demandas inelásticas extremas. Sin embargo, la terminación de los elementos resistentes a fuerzas sísmicas en la cimentación no se considera una discontinuidad.

C12.3.2.1 Irregularidad Horizontal. Un edificio puede tener una forma geométrica simétrica sin esquinas o alas reentrantes, pero aun así clasificarse como de planta irregular debido a su distribución de masa o elementos verticales resistentes a fuerzas sísmicas. Los efectos de torsión en los terremotos pueden ocurrir incluso cuando los centros de masa y rigidez coinciden. Por ejemplo, las ondas de movimiento del suelo que actúan sesgadas con respecto al eje del edificio pueden causar torsión.

El agrietamiento o la fluencia asimétrica también pueden causar torsión. Estos efectos también pueden magnificar la torsión causada por la excentricidad entre los centros de masa y rigidez. Las irregularidades estructurales torsionales (Tipos 1a y 1b) se definen para abordar esta preocupación.

Un edificio cuadrado o rectangular con esquinas reentrantas menores aún se consideraría regular, pero las esquinas reentrantas grandes que crean una forma de crucifijo producirían una configuración estructural irregular (Tipo 2). La respuesta de las alas de este tipo de edificio generalmente difiere de la respuesta del edificio como un todo, y esta diferencia produce fuerzas locales más altas que las que se determinarían mediante la aplicación de la norma sin modificación. Otras configuraciones de planos alados (p. ej., formas en H) se clasifican como irregulares incluso si son simétricas debido a la respuesta de las alas.

Las diferencias significativas en la rigidez entre las porciones de un diafragma a un nivel se clasifican como irregularidades estructurales de Tipo 3 porque pueden causar un cambio en la distribución de las fuerzas sísmicas a los componentes verticales y pueden crear fuerzas de torsión que no se tienen en cuenta en la distribución normalmente considerada, para un edificio normal.

Donde hay discontinuidades en el camino de la resistencia de la fuerza lateral, la estructura no puede considerarse regular. La discontinuidad más crítica definida es el desplazamiento fuera del plano de los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas (Tipo 4). Dichos desplazamientos imponen efectos de carga vertical y lateral sobre elementos horizontales que son difíciles de prever adecuadamente.

Cuando los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales no son paralelos a los ejes ortogonales principales del sistema resistente a fuerzas sísmicas, el procedimiento de fuerza lateral equivalente de la norma no se puede aplicar adecuadamente, por lo que se considera que la estructura tiene una configuración estructural irregular (Tipo 5).

La Fig. C12.3-1 ilustra irregularidades estructurales horizontales.

C12.3.2.2 Irregularidad Vertical. Las irregularidades verticales en la configuración estructural afectan las respuestas en varios niveles e inducen cargas en estos niveles que difieren significativamente de la distribución asumida en el procedimiento de fuerza lateral equivalente dado en la Sección 12.8.

Un edificio de pórtico resistente a momento podría clasificarse con una irregularidad de piso suave (Tipo 1) si un piso es mucho más alto que los pisos contiguos y el diseño no compensó la disminución resultante en la rigidez que normalmente ocurriría.

ocurrir.

Un edificio se clasifica como que tiene una irregularidad de peso (masa) (Tipo 2) donde la relación de masa a rigidez en pisos adyacentes difiere significativamente. Esta diferencia suele ocurrir cuando se coloca una masa pesada (p. ej., un piso mecánico intersticial) en un nivel.

Se aplica una irregularidad geométrica vertical (Tipo 3) independientemente de si la dimensión más grande está por encima o por debajo de la más pequeña.

Los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales en pisos contiguos que están desplazados entre sí en el plano vertical de los elementos e imponen demandas de volcamiento sobre los elementos estructurales de soporte, tales como vigas, columnas, armaduras, muros o losas, se clasifican como elementos integrados. irregularidades de discontinuidad del plano (Tipo 4).

Los edificios con una irregularidad de piso débil (Tipo 5) tienden a desarrollar todo su comportamiento inelástico y el consiguiente daño en el piso débil, lo que posiblemente lleve al colapso.

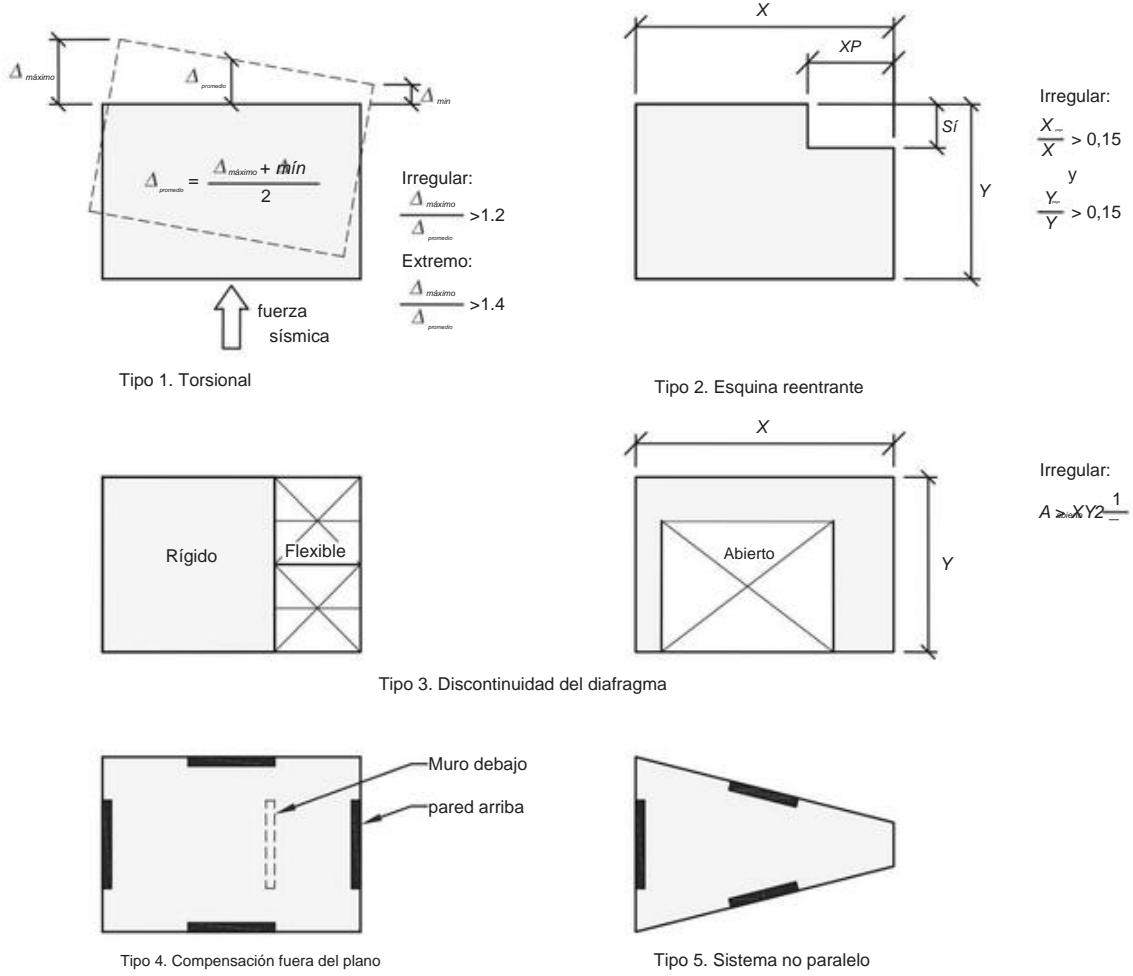


FIGURA C12.3-1 Ejemplos de irregularidades estructurales horizontales

La Fig. C12.3-2 ilustra ejemplos de irregularidades estructurales verticales.

#### C12.3.3 Limitaciones y Requisitos Adicionales para Sistemas con Irregularidades Estructurales

**C12.3.3.1** Irregularidades horizontales y verticales prohibidas para las categorías de diseño sísmico D a F. Las prohibiciones y los límites causados por las irregularidades estructurales en esta sección se derivan del desempeño deficiente en terremotos pasados y el potencial para concentrar grandes demandas inelásticas en ciertas partes de la estructura. Incluso cuando tales irregularidades estén permitidas, deben evitarse siempre que sea posible en todas las estructuras.

#### C12.3.3.2 Pisos extremadamente débiles. Porque extremadamente débil

Las irregularidades de piso están prohibidas en la Sección 12.3.3.1 para edificios ubicados en las Categorías de diseño sísmico D, E y F, las limitaciones y excepciones en esta sección se aplican solo a edificios asignados a Categoría de diseño sísmico B o C. Pisos débiles de estructuras asignadas a Sísmico Las categorías de diseño B o C que están diseñadas para efectos de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia, están exentas porque se espera una respuesta inelástica confiable.

**C12.3.3.3 Elementos que soportan muros o pórticos discontinuos.** El propósito de exigir que los elementos (p. ej., vigas, columnas, armaduras, losas y muros) que soportan muros o pórticos discontinuos estén diseñados para resistir los efectos de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia, es proteger el sistema de transporte de carga por gravedad contra posibles sobrecargas causadas por la sobrerresistencia. de EI

sistema resistente a fuerzas sísmicas. Tanto las columnas como las vigas pueden estar sujetas a tal falla; por lo tanto, ambos deben incluir este requisito de diseño. Las vigas pueden estar sujetas a fallas causadas por sobrecargas en las direcciones de fuerza hacia abajo o hacia arriba. Los ejemplos incluyen vigas de concreto reforzado, las laminaciones superiores más débiles de vigas laminadas encoladas o alas no arriostradas de vigas o armaduras de acero. Por lo tanto, la disposición no se ha limitado simplemente a la fuerza hacia abajo, sino al contexto más amplio de "carga vertical". Además, los muros que soportan cargas puntuales aisladas de columnas de marco o muros perpendiculares discontinuos o muros con desplazamientos verticales significativos, como se muestra en las Figs. C12.3-3 y C12.3-4, pueden estar sujetos al mismo tipo de falla causada por sobrecarga.

La conexión entre el elemento discontinuo y el miembro de soporte debe ser adecuada para transmitir las fuerzas requeridas para el diseño del elemento discontinuo. Por ejemplo, cuando se requiere que el elemento discontinuo cumpla con los efectos de carga sísmica, incluida la sobreresistencia en la Sección 12.4.3, como es el caso de una columna de acero en un marco arriostrado o un marco resistente a momento, se requiere su conexión al miembro de soporte. estar diseñado para transmitir las mismas fuerzas. Estos mismos efectos de carga sísmica no son necesarios para los muros de corte y, por lo tanto, la conexión entre el muro de corte y el miembro de soporte solo necesitaría diseñarse para transmitir las cargas asociadas con el muro de corte.

Para la construcción de muros de cortante con marcos livianos de madera, la oración final de la Sección 12.3.3.3 da como resultado las conexiones de cortante y volcamiento en la base de un muro de cortante discontinuo (es decir, cortante

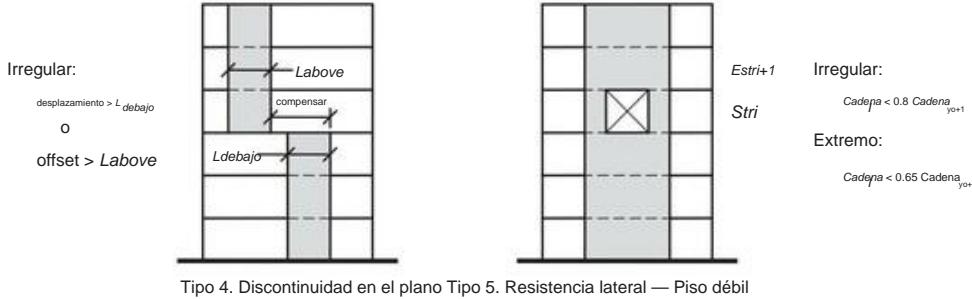
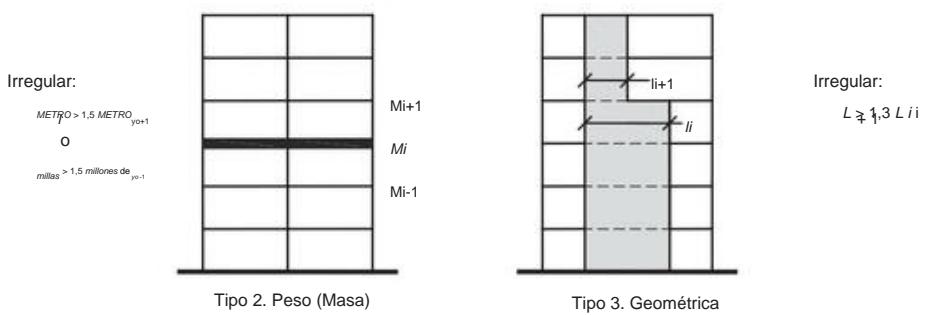
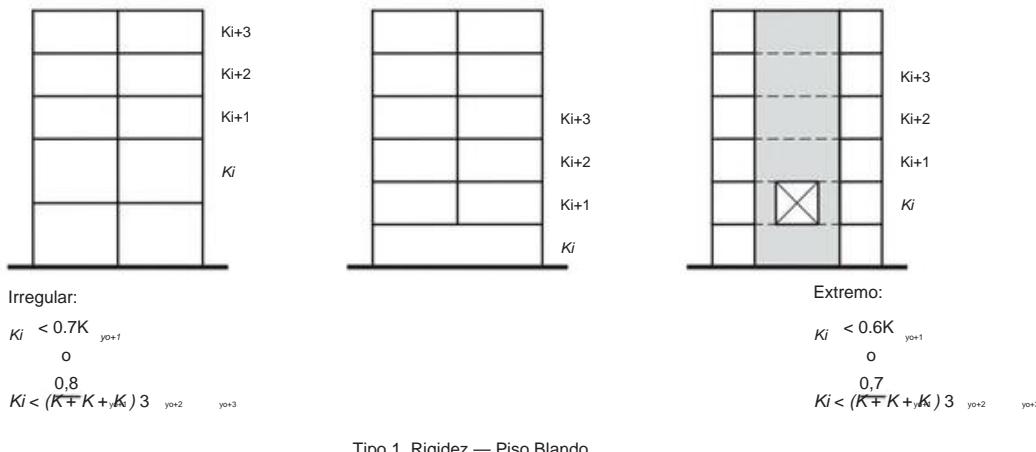


FIGURA C12.3-2 Irregularidades Estructurales Verticales

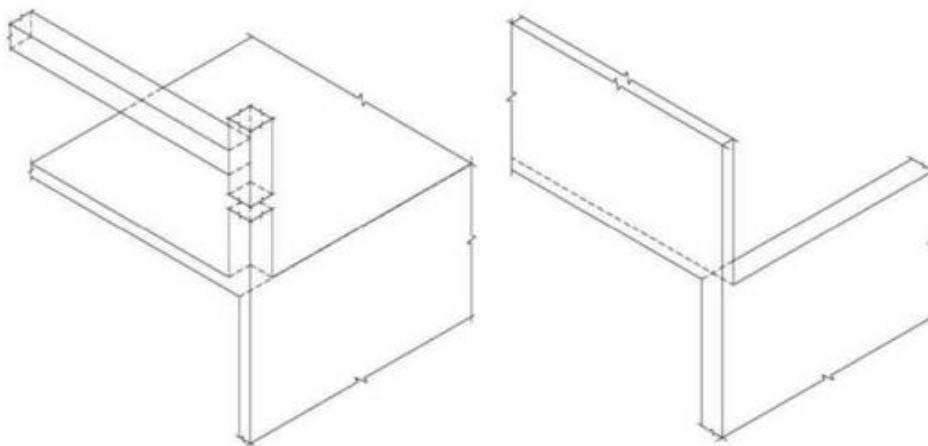


FIGURA C12.3-3 Irregularidad de discontinuidad vertical en el plano de columnas o muros perpendiculares (Tipo 4)

aumentando la demanda sísmica. El factor se especifica en reconocimiento de la necesidad de abordar el problema de la redundancia en el diseño.

Hace tiempo que se reconoce la conveniencia de la redundancia, o múltiples trayectorias de carga resistentes a fuerzas laterales. Las disposiciones de redundancia de esta sección reflejan la creencia de que una pérdida excesiva de la resistencia al corte del piso o el desarrollo de una irregularidad de torsión extrema (Tipo 1b) puede conducir a una falla estructural. El valor de  $\gamma$  determinado para cada dirección puede diferir.

C12.3.4.1 Condiciones donde el valor de  $\gamma$  es 1.0. Esta sección proporciona una lista conveniente de condiciones donde  $\gamma$  es 1.0.

C12.3.4.2 Factor de redundancia,  $\gamma$ , para las categorías de diseño sísmico D a F. Existen dos enfoques para establecer un factor de redundancia,  $\gamma$ , de 1,0. Cuando ninguna de las dos condiciones se cumple,  $\gamma$  se toma igual a 1,3. Se permite tomar  $\gamma$  igual a 1,3 sin verificar ninguna de las dos condiciones. No se permite una reducción en el valor de  $\gamma$  de 1,3 para estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico D que tienen una irregularidad torsional extrema (Tipo 1b). Las categorías de diseño sísmico E y F tampoco se especifican porque las irregularidades de torsión extremas están prohibidas (consulte la Sección 12.3.3.1).

El primer enfoque es una verificación de los elementos descritos en la Tabla 12.3-3 para los casos en que el cortante del piso de diseño sísmico supere el 35% del cortante base. Se utilizaron estudios paramétricos (realizados por el Subcomité Técnico 2 del Consejo de Seguridad Sísmica de Edificios, pero no publicados) para seleccionar el valor del 35%. Esos estudios indicaron que los pisos con cortantes de piso de al menos el 35% del cortante base incluyen todos los pisos de edificios bajos (edificios de hasta cinco a seis pisos) y alrededor del 87% de los pisos de edificios altos. La intención de este límite es excluir los áticos de la mayoría de los edificios y los pisos superiores de los edificios altos de los requisitos de redundancia.

Este enfoque requiere la remoción (o pérdida de la resistencia al momento) de un elemento individual resistente a la fuerza lateral para determinar su efecto en la estructura restante. Si la remoción de los elementos, uno por uno, no da como resultado una reducción de más del 33% en la resistencia del piso o una irregularidad de torsión extrema,  $\gamma$  puede tomarse como 1. Para esta evaluación, la determinación de la fuerza del piso requiere un cálculo en profundidad. La intención de la verificación es usar una medida simple (elástica o plástica) para determinar si un miembro individual tiene un efecto significativo en el sistema general. Si la estructura original tiene una irregularidad torsional extrema para empezar, el  $\gamma$  resultante es 1,3. La Fig. C12.3-6 presenta un diagrama de flujo para implementar los requisitos de redundancia.

Como se indica en la Tabla 12.3-3, los sistemas de pórticos arriostrados, pórticos resistentes a momentos, muros de corte y columnas en voladizo deben cumplir con los requisitos de redundancia. Los sistemas duales también están incluidos pero, en la mayoría de los casos, son inherentemente redundantes. Se han incluido muros de corte o pilares de muro con una relación de aspecto de altura a longitud superior a 1,0 dentro de cualquier piso; sin embargo, el diseño requerido de los elementos del colector y sus conexiones para  $\gamma_0$  veces la fuerza de diseño puede abordar los problemas clave. Para satisfacer los requisitos de fuerza del colector, por lo general se requiere un número razonable de muros de corte. Independientemente, los sistemas de muros de corte se abordan en esta sección para que se incluya una cantidad adecuada de elementos de muro o se aplique el factor de redundancia adecuado. Para pilares de pared, la altura se toma como la altura de la abertura adyacente y generalmente es menor que la altura del piso.

El segundo enfoque es una condición que se considera en cumplimiento donde la estructura es regular y tiene una disposición específica de elementos resistentes a fuerzas sísmicas para calificar para un  $\gamma$  de 1,0. Como parte del estudio paramétrico, se investigaron sistemas simplificados de pórtico arriostrado y de pórtico de momento para determinar su sensibilidad a los criterios analíticos de redundancia. Esta simple condición de cumplimiento es consistente con los resultados del estudio.

FIGURA C12.3-4 Irregularidad de discontinuidad vertical en el plano de muros con desplazamientos significativos (Tipo 4)

FIGURA C12.3-5 Muro de cortante de estructura ligera de madera discontinua

sujetadores y amarres) que se diseñan usando las combinaciones de carga de la Sección 2.3 o 2.4 en lugar de las combinaciones de carga con sobrerresistencia de la Sección 12.4.3 (Fig. C12.3-5). La intención de la primera oración de la Sección 12.3.3.3 es proteger el sistema que proporciona resistencia a las fuerzas transferidas desde el muro de corte mediante el diseño del sistema para efectos de carga sísmica, incluida la sobrerresistencia; No se requiere el refuerzo del anclaje de la pared de corte a este sistema para cumplir con este propósito.

C12.3.3.4 Incremento en las fuerzas causado por irregularidades para las categorías de diseño sísmico D a F. Las irregularidades enumeradas pueden dar como resultado cargas que se distribuyen de manera diferente a las asumidas en el procedimiento de fuerza lateral equivalente de la Sección 12.8, especialmente en relación con la interconexión de el diafragma con elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas. El aumento del 25% en la fuerza tiene por objeto dar cuenta de esta diferencia. Cuando la fuerza se calcule utilizando los efectos de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia, no se justifica ningún aumento adicional.

C12.3.4 Redundancia. El estándar introduce un factor de redundancia revisado,  $\gamma$ , para estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico D, E o F para cuantificar la redundancia. El valor de este factor es 1,0 o 1,3. Este factor tiene el efecto de reducir el coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ , para estructuras menos redundantes, por lo que

FIGURA C12.3-6 Cálculo del Factor de Redundancia,  $\bar{y}$

C12.4 EFECTOS Y COMBINACIONES DE CARGA  
SÍSMICA

C12.4.1 Aplicabilidad. Los elementos estructurales designados por el ingeniero como parte del sistema de resistencia a la fuerza sísmica generalmente se diseñan directamente para los efectos de la carga sísmica. Ninguna de las fuerzas sísmicas asociadas con el cortante base de diseño se asignan formalmente a elementos estructurales que no están designados como parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, pero dichos elementos deben diseñarse utilizando

las condiciones de carga de la Sección 12.4 y debe adaptarse a la deformaciones resultantes de la aplicación de cargas sísmicas.

C12.4.2 Efecto de carga sísmica. El efecto de carga sísmica incluye componentes horizontales y verticales. Los efectos de la carga sísmica horizontal,  $E_h$ , son causados por la respuesta de la estructura a los movimientos sísmicos horizontales del suelo, mientras que los efectos de la carga sísmica vertical son causados por la respuesta de la estructura a los movimientos verticales del suelo. Las combinaciones de carga básicas en el Capítulo 2 fueron

duplicado y reformulado en la Sección 12.4 para aclarar la intención de las disposiciones para el término de efecto de carga sísmica vertical,  $E_v$ .

El concepto de usar un coeficiente de carga estática equivalente aplicado a la carga muerta para representar los efectos de carga sísmica vertical se introdujo por primera vez en ATC 3-06 (1978), donde se definió simplemente como 0.2D. Las combinaciones de carga en las que se iba a aplicar el coeficiente de carga sísmica vertical asumieron combinaciones de carga de diseño de resistencia. Ni ATC 3-06 (1978) ni las primeras versiones de las disposiciones NEHRP (FEMA 2009a) explicaron claramente cómo se determinaron los valores de 0,2, pero es razonable suponer que se basó en el juicio de los redactores de esos documentos. Los redactores de esta norma aceptan que se producen movimientos verticales del suelo y que el valor de 0,2 SDS se determinó en base a un juicio de consenso. Muchos temas entran en el desarrollo del coeficiente vertical, incluyendo la fase del movimiento vertical del suelo y los factores R apropiados, que dificultan la determinación de un valor más preciso. Aunque en las ediciones de las disposiciones del NEHRP (FEMA 2009a) no se proporciona una lógica o un fundamento específico sobre cómo se determinó el valor de 0,2 SDS, una forma posible de racionalizar la selección del valor de 0,2 SDS es reconocer que es equivalente a  $\delta_2 \cdot 3 \cdot \delta_0 \cdot 0.3 \cdot \text{SDS}$ , donde el factor 2/3 representa la relación a menudo supuesta entre los componentes de movimiento vertical y horizontal, y el factor 0.3 representa el 30 % en la regla de combinación de carga ortogonal del 100 % al 30 % que se usa para la carga horizontal. movimientos

Para situaciones en las que la componente vertical del movimiento del suelo se incluye explícitamente en el análisis de diseño, se debe usar la definición de espectros de movimiento del suelo vertical que se proporciona en la Sección 11.9. Siguiendo la lógica descrita anteriormente, el componente de movimiento del suelo vertical alternativo determinado en la Sección 11.9,  $S_{av}$ , se combina con el componente horizontal del movimiento del suelo mediante el uso de la regla de combinación de carga ortogonal 100%–30% utilizada para movimientos horizontales que dan como resultado la carga sísmica vertical efecto determinado con la ecuación. (12.4-4b),  $E_v = 0.3S_{av}D$ .

#### C12.4.2.1 Efecto de carga sísmica horizontal. sísmica horizontal

los efectos de carga,  $E_h$ , se determinan de acuerdo con la ecuación. (12.4-3) como  $E_h = \gamma Q E$ . QE es el efecto de la carga sísmica de las fuerzas sísmicas horizontales de V o Fp. El propósito de  $E_h$  es aproximar el efecto de la carga sísmica horizontal del sismo base de diseño que se utilizará en combinaciones de carga, incluida E para el diseño de elementos resistentes a fuerzas laterales, incluidos diafragmas, elementos verticales de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas como se define en la Tabla 12.2. 1, el diseño y anclaje de elementos tales como muros estructurales y el diseño de componentes no estructurales.

C12.4.2.2 Efecto de carga sísmica vertical. El efecto de la carga sísmica vertical,  $E_v$ , se determina con la ecuación. (12.4-4a) como  $E_v = 0.2S_{DSD}$  o con Eq. (12.4-4b) como  $E_v = 0.3S_{av}D$ . Se permite que  $E_v$  se tome como cero en las Ecs. (12.4-1), (12.4-2), (12.4-5) y (12.4-6) para estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico B y en la Eq. (12.4-2) para determinar las demandas en la interfaz suelo-estructura de las cimentaciones.  $E_v$  aumenta la carga sobre las vigas y columnas que soportan los elementos sísmicos y aumenta la carga axial en la interacción P-M de los muros que resisten los efectos de la carga sísmica.

C12.4.3 Efectos de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia. Algunos elementos de estructuras adecuadamente detalladas no son capaces de resistir con seguridad las demandas de sacudidas del suelo a través de un comportamiento inelástico. Para garantizar la seguridad, estos elementos deben diseñarse con la resistencia suficiente para permanecer elásticos.

El efecto de la carga horizontal, incluida la sobrerresistencia, se puede calcular de dos formas. El efecto de la carga se puede aproximar mediante el uso de un factor de sobrerresistencia,  $\gamma_0$ , que se aproxima a la sobrerresistencia inherente en estructuras típicas basadas en los sistemas de resistencia a la fuerza sísmica de la estructura. Este enfoque se aborda

en la Sección 12.4.3.1. Alternativamente, la resistencia esperada del sistema se puede calcular directamente en función de los tamaños reales de los miembros y las propiedades esperadas del material, como se indica en la Sección 12.4.3.2.

C12.4.3.1 Efecto de carga sísmica horizontal, incluida la sobrerresistencia. Los efectos de la carga sísmica horizontal, incluida la sobrerresistencia,  $E_{mh}$ , se determinan de acuerdo con la ecuación. (12.4-7) como  $E_{mh} = \gamma_0 Q E$ . QE es el efecto de las fuerzas sísmicas horizontales de V, Fpx o Fp. El propósito de  $E_{mh}$  es aproximar la carga sísmica máxima para el diseño de elementos críticos, incluidos sistemas discontinuos, vigas de transferencia y columnas que soportan sistemas discontinuos y colectores. Las fuerzas calculadas usando este método aproximado no necesitan usarse si se usa una evaluación más rigurosa como lo permite la Sección 12.4.3.2.

C12.4.3.2 Efecto de carga sísmica horizontal de capacidad limitada. La norma permite que el efecto de la carga sísmica horizontal, incluida la sobrerresistencia, se calcule directamente usando los tamaños reales de los miembros y las propiedades esperadas del material, donde se puede determinar que la fluencia de otros elementos en la estructura limita la fuerza que se puede aplicar al elemento en cuestión. Cuando se calcula de esta manera, la El efecto de carga sísmica horizontal, incluida la sobrerresistencia, se denomina efecto de carga sísmica de capacidad limitada,  $E_{cl}$ .

Como ejemplo, la fuerza axial en una columna de un marco resistente a momentos resulta de las fuerzas cortantes en las vigas que se conectan a esta columna. Las fuerzas axiales causadas por cargas sísmicas nunca deben tomarse como mayores que la suma de las fuerzas cortantes en estas vigas en el desarrollo de un mecanismo estructural completo, considerando la resistencia probable de los materiales y los efectos de endurecimiento por deformación. Para pórticos controlados por mecanismos tipo bisagra de viga, estas fuerzas cortantes normalmente se calcularían como  $2M_{pr}/L_h$ , donde  $M_{pr}$  es la resistencia a la flexión probable de la viga teniendo en cuenta las propiedades esperadas del material y el endurecimiento por deformación, y  $L_h$  es la distancia entre las ubicaciones de las bisagras plásticas. Tanto ACI 318 como AISC 341 requieren que las vigas en pórticos especiales de momento se diseñen para cortante calculado de esta manera, y ambas normas incluyen muchos otros requisitos que representan el efecto de carga sísmica de capacidad limitada en lugar del uso de un factor que se aproxima a la sobrerresistencia. Este enfoque de diseño a veces se denomina "diseño de capacidad". En este método de diseño, la capacidad (resistencia esperada) de uno o más elementos se usa para generar la demanda (resistencia requerida) de otros elementos, porque la fluencia del primero limita las fuerzas entregadas al segundo. En este contexto, la capacidad del elemento elástico es su resistencia esperada o promedio anticipado, considerando la variación potencial en el límite elástico del material y los efectos de endurecimiento por deformación. Al calcular la capacidad de los elementos para este propósito, las resistencias esperadas de los miembros no deben reducirse por la reducción de la resistencia o los factores de resistencia,  $\gamma$ .

El diseño de capacidad limitada no está restringido a estados límite de fluencia (axial, de flexión o cortante); otros ejemplos incluyen el pandeo por flexión (compresión axial) utilizado en pórticos especiales de acero arriostrados concéntricamente, o el pandeo lateral torsional en vigas de pórtico de momento ordinarias de acero, como lo confirman las pruebas.

C12.4.4 Fuerza ascendente mínima para voladizos horizontales para las categorías de diseño sísmico D a F. En las categorías de diseño sísmico D, E y F, los voladizos horizontales están diseñados para una fuerza ascendente que resulta de una aceleración vertical efectiva de 1,2 veces la gravedad. Este requisito de diseño tiene por objeto proporcionar una resistencia mínima en la dirección ascendente y tener en cuenta la posible amplificación dinámica de los movimientos verticales del suelo que resultan de la flexibilidad vertical del voladizo. El requisito no se aplica a las fuerzas hacia abajo en los voladizos, para los cuales se utilizan las combinaciones típicas de carga.

## C12.5 SENTIDO DE CARGA

Las fuerzas sísmicas se entregan a un edificio a través de aceleraciones del suelo que pueden acercarse desde cualquier dirección en relación con las direcciones ortogonales del edificio; por lo tanto, se espera que los efectos sísmicos se desarrollen en ambas direcciones simultáneamente.

La norma exige que las estructuras se diseñen para los efectos de carga más críticos de las fuerzas sísmicas aplicadas en cualquier dirección. Se considera que los procedimientos descritos en esta sección satisfacen este requisito.

Para elementos estructurales horizontales como vigas y losas, los efectos ortogonales pueden ser mínimos; sin embargo, es probable que el diseño de los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas que participan en ambas direcciones ortogonales se rija por estos efectos.

**C12.5.1** Criterios de dirección de carga. Para estructuras con sistemas ortogonales de resistencia a fuerzas sísmicas, los efectos de carga más críticos normalmente se pueden calcular utilizando un par de direcciones ortogonales que coinciden con los ejes principales de la estructura. Las estructuras con sistemas no paralelos o no ortogonales pueden requerir un conjunto de pares de direcciones ortogonales para determinar los efectos de carga más críticos. Si se utiliza un modelo matemático tridimensional, el analista debe estar atento a la orientación de los ejes globales del modelo en relación con los ejes principales de la estructura.

**C12.5.2** Categoría de diseño sísmico B. Reconociendo que el diseño de estructuras asignadas a la Categoría de diseño sísmico (SDC) B a menudo está controlado por efectos de carga no sísmica y, por lo tanto, no es sensible a cargas ortogonales independientemente de cualquier irregularidad estructural horizontal, se permite determinar los efectos de carga más críticos considerando que la respuesta máxima puede ocurrir en cualquier dirección única; no se requiere la aplicación simultánea de la respuesta en la dirección ortogonal. Normalmente, las dos direcciones utilizadas para el análisis coinciden con los ejes principales de la estructura.

**C12.5.3** Categoría de diseño sísmico C. El diseño de estructuras asignadas a SDC C a menudo es paralelo al diseño de estructuras asignadas a SDC B y, por lo tanto, como mínimo se ajusta a la Sección 12.5.2. Aunque no es probable que el diseño de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en estructuras regulares asignadas a SDC C sean sensibles a las cargas ortogonales, se debe prestar especial atención a las estructuras con sistemas no paralelos o no ortogonales (irregularidad estructural horizontal Tipo 5) para evitar el sobreesfuerzo, por diferentes cargas direccionales. En este caso, la norma proporciona dos métodos para aproximar las cargas ortogonales simultáneas y requiere un modelo matemático tridimensional de la estructura para el análisis de acuerdo con la Sección 12.7.3.

El procedimiento de combinación ortogonal del inciso (a) de la Sección 12.5.3.1 combina los efectos del 100% de la carga sísmica aplicada en una dirección con el 30% de la carga sísmica aplicada en la dirección perpendicular. Esta aproximación general—la “regla del 30%”—fue introducida por Rosenblueth y Contreras (1977) con base en trabajos anteriores de AS Veletsos y también de NM Newmark (citado en Rosenblueth y Contreras 1977) como una alternativa para realizar la más racional, aunque computacionalmente exigente, análisis de historial de respuesta, y es aplicable a cualquier estructura elástica. La combinación de los efectos de las cargas sísmicas en cada dirección y la torsión accidental de acuerdo con las Secciones 12.8.4.2 y 12.8.4.3 da como resultado las siguientes 16 combinaciones de carga:

- $QE = QE X\bar{y}AT 0.3QE Y$  donde  $QE X$  = efecto de la carga en dirección X en el centro de masa (Sección 12.8.4.2);

- $QE = QE X\bar{y}AT 0.3QE Y$  donde  $QE X$  = efecto de la carga en dirección X en el centro de masa (Sección 12.8.4.2); •  $QE = QE Y\bar{p}AT 0.3QE X$  donde ~~del efecto de la torsión accidental las~~ Secciones 12.8.4.2 y 12.8.4.3; y •  $QE = QE Y\bar{y}AT 0.3QE X$ .

Aunque la norma permite combinar efectos de fuerzas aplicadas independientemente en cualquier par de direcciones ortogonales (para aproximar los efectos de cargas concurrentes), no es necesario considerar la torsión accidental en la dirección que produce el efecto menor, según la Sección 12.8.4.2. Esta disposición a veces no se tiene en cuenta cuando se utiliza un modelo matemático para el análisis tridimensional que puede incluir automáticamente la torsión accidental, lo que da como resultado 32 combinaciones de carga.

El efecto máximo de las fuerzas sísmicas,  $QE$ , de las combinaciones de cargas ortogonales se modifica por el factor de redundancia,  $\bar{y}$ , o el factor de sobrerresistencia,  $\bar{y}_0$ , cuando se requiera, y los efectos de las fuerzas sísmicas verticales,  $Ev$ , se consideran de acuerdo con la Sección 12.4 a obtener el efecto de la carga sísmica,  $E$ .

Estas combinaciones ortogonales no deben confundirse con las reglas de combinación modal uniaxial, como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o el método de combinación cuadrática completa (CQC). En estándares anteriores, una alternativa aceptable a lo anterior era usar el método SRSS para

combinar los efectos de las dos direcciones ortogonales, donde a cada término calculado se le asigna el signo que resultó en el resultado más conservador. Este método ya no es de uso común.

Aunque los dos enfoques descritos para considerar los efectos ortogonales son aproximaciones, es importante señalar que se desarrollaron teniendo en cuenta los resultados para un edificio cuadrado.

Los efectos ortogonales pueden considerarse alternativamente mediante la realización de análisis de historial de respuesta tridimensional (consulte el Capítulo 16) con la aplicación de pares de movimientos de suelo ortogonales aplicados simultáneamente en cualquiera de las dos direcciones ortogonales. Si la estructura está ubicada dentro de las 3 millas (5 km) de una falla activa, el par de movimiento del suelo debe rotarse a las direcciones normal a la falla y paralela a la falla de la falla causante.

**C12.5.4** Categorías de diseño sísmico D a F. La dirección de la carga para estructuras asignadas a SDC D, E o F cumple con la Sección 12.5.3 para estructuras asignadas a SDC C. Si existe una irregularidad estructural horizontal Tipo 5, entonces los efectos ortogonales están igualmente incluidos en el diseño. Reconociendo el mayor riesgo sísmico asociado con las estructuras asignadas a los SDC D, E o F, la norma proporciona requisitos adicionales para miembros verticales acoplados entre sistemas resistentes a fuerzas sísmicas que se cruzan.

## C12.6 SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

La Tabla 12.6-1 proporciona los procedimientos de análisis permitidos para todas las Categorías de Diseño Sísmico. La tabla es aplicable solo a edificios sin aislamiento sísmico (Capítulo 17) o dispositivos de energía pasiva (Capítulo 18) para los cuales existen requisitos adicionales en las Secciones 17.4 y 18.2.4, respectivamente.

Los cuatro procedimientos básicos provistos en la Tabla 12.6-1 son la fuerza lateral equivalente (ELF, Sección 12.8), el espectro de respuesta modal (análisis MRS, Sección 12.9.1), el historial de respuesta lineal (LRH, Sección 12.9.2) y los procedimientos de análisis del historial de respuesta no lineal (NRH, Sección 16.1). El análisis pushover estático no lineal no se proporciona como un procedimiento de análisis “aprobado” en el estándar.

El procedimiento ELF está permitido para todos los edificios asignados a la categoría de diseño sísmico B o C y para todos los edificios asignados

Tabla C12.6-1 Valores de 3.5T s para varias ciudades y clases de sitios

Ubicación	SS (g)	S1 (g)	A&B	3.5T s (s) para la clase de sitio		
				C	D	mi
denver	0.219	0.057	0.91	1.29	1.37	1.07
Bostón	0.275	0.067	0.85	1.21	1.30	1.03
Nueva York	0.359	0.070	0.68	0.97	1.08	0.93
<i>Ciudad</i>						
Las Vegas 0,582 San Luis 0,590	0.179 0.169	1.08 1.00	1.50 1.40	1.68 1.60	1.89 1.81	
San Diego 1.128	0.479	1.31	1.73	1.99	2.91	
Memphis 1.341	0.368	0.96	1.38	1.59	2.25	
Charleston 1.414	0.348	0.86	1.25	1.47	2.08	
Seattle	1.448	0.489	1.18	1.55	1.78	2.63
San Jose	1.500	0.600	1.40	1.82	2.10	2.12
Lago salado	1.672	0.665	1.39	1.81	2.09	3.10

*Ciudad*

a la categoría de diseño sísmico D, E o F, a excepción de la siguiente:

- Estructuras con altura estructural,  $h_n > 160$  pies ( $h_n > 48,8$  m) y  $T > 3.5$  Ts;
- Estructuras con altura estructural,  $h_n > 160$  pies ( $h_n > 48,8$  m) y  $T \leq 3.5$  Ts pero con una o más de las irregularidades estructurales de la Tabla 12.3-1 o 12.3-2; y
- Estructuras con altura estructural,  $h_n < 160$  ft ( $h_n < 48,8$  m) y con una o más de las siguientes irregularidades estructurales: torsión o torsión extrema (Tabla 12.3-1); o cuenta suave, piso extremadamente suave, peso (masa) o geometría vertical (Tabla 12.3-2).

$T_s = SD_1 \sqrt{SDS}$  es el período en el que se cruzan las partes horizontal y descendente del espectro de respuesta de diseño (Figura 11.4-1). El valor de  $T_s$  depende de la clase de sitio porque SDS y SD1 incluyen dichos efectos. Cuando el procedimiento ELF no es permitido, el análisis debe realizarse utilizando la respuesta modal análisis de espectro o historial de respuesta.

El uso del procedimiento ELF está limitado a edificios con la enumeradas las irregularidades estructurales porque el procedimiento se basa en una suposición de una distribución gradualmente variable de masa y rigidez a lo largo de la altura y respuesta torsional insignificante. La base para la limitación de 3.5Ts es que los modos superiores se vuelven más dominante en edificios más altos (López y Cruz 1996, Chopra 2007a,b), y como resultado, el procedimiento ELF puede subestimar el cortante base sísmico y puede no predecir correctamente la vertical distribución de fuerzas sísmicas en edificios más altos.

Como demuestra la Tabla C12.6-1, el valor de 3.5Ts generalmente aumenta a medida que aumenta la intensidad del movimiento del suelo y como los suelos volverse más suave. Suponiendo un período fundamental de aproximadamente 0,1 veces el número de pisos, la estructura máxima altura,  $h_n$ , para la que se aplica el procedimiento ELF oscila entre alrededor de 10 pisos para sitios de riesgo sísmico bajo con suelo firme para 30 pisos para sitios de alto riesgo sísmico con suelo blando. Porque esta tendencia no fue intencionada, el límite de altura de 160 pies (48,8 m) es introducido.

## C12.7 CRITERIOS DE MODELADO

**C12.7.1 Modelado de cimientos.** Los sistemas estructurales consisten en tres subsistemas que interactúan: el entramado estructural (vigas, columnas, muros y diafragmas), la cimentación (zapatas, pilotes y cajones), y el suelo de apoyo. El terreno movimiento que experimenta una estructura, así como la respuesta a

que el movimiento del suelo, depende de la compleja interacción entre estos subsistemas.

Aquellos aspectos del movimiento del suelo que se ven afectados por el sitio Se supone que las características son independientes de la estructura. sistema de base porque estos efectos ocurrirían en el libre campo en ausencia de la estructura. Por lo tanto, los efectos de sitio son considerados por separado (Secciones 11.4.3 a 11.4.5 y Capítulos 20 y 21).

Dado un movimiento del suelo específico del sitio o un espectro de respuesta, el la respuesta dinámica de la estructura depende de la cimentación sistema y de las características del suelo que sustentan el sistema. La dependencia de la respuesta en la estructura–El sistema cimentación-suelo se conoce como interacción suelo-estructura. (SSI). Tales interacciones usualmente, pero no siempre, resultan en una reducción del cortante base sísmico. Esta reducción es provocada por la flexibilidad del sistema cimentación-suelo y un alargamiento asociado del período fundamental de vibración de la estructura. En Además, el sistema del suelo puede proporcionar una fuente adicional de mojadera. Sin embargo, ese desplazamiento total típicamente aumenta con la interacción suelo-estructura.

Si se considera que la cimentación es rígida, la base calculada las cizallas suelen ser conservadoras, y es por esta razón que las rígidas se permite el análisis de cimientos. El diseñador puede descuidar el suelo. estructura de interacción o puede considerarlo explícitamente de acuerdo con la Sección 12.13.3 o implícitamente de acuerdo con el Capítulo 19.

Como ejemplo, considere un edificio de marco de momento sin un sótano y con columnas de pórtico resistente a momento apoyadas sobre zapatas diseñadas para soportar cargas de corte y axiales (es decir, articuladas). bases de columnas). Si no se considera la flexibilidad de la cimentación, las columnas deben ser restringidas horizontal y verticalmente, pero no rotacionalmente. Considere un edificio de marco de momento con un sótano. Para este edificio, la restricción horizontal se puede proporcionar al nivel más cercano al grado, siempre que el diafragma esté diseñado para transferir cortante fuera del marco de momento. Porque las columnas se extienden a través del sótano, también pueden ser restringidos rotacionalmente y verticalmente a este nivel. Sin embargo, a menudo es preferible extender el modelo a través del sótano y proporcionar la vertical y restricciones rotacionales en los elementos de cimentación, lo cual es más consistente con la geometría real del edificio.

**C12.7.2 Peso sísmico efectivo.** Durante un terremoto, el estructura acelera lateralmente, y estas aceleraciones de la masa estructural produce fuerzas de inercia. Estas fuerzas de inercia, acumulados sobre la altura de la estructura, producen la cortante base sísmico.

Cuando un edificio vibra durante un terremoto, sólo esa porción de la masa o peso que está físicamente ligada al la estructura debe considerarse eficaz. Por lo tanto, las cargas vivas (p. ej., muebles sueltos, equipos sueltos y ocupantes humanos) no es necesario incluirlo. Sin embargo, ciertos tipos de cargas vivas, como como cargas de almacenamiento, pueden desarrollar fuerzas de inercia, particularmente donde están densamente empaquetados.

También se considera que contribuyen al peso sísmico efectivo la siguiente:

1. Todo el equipo permanente (p. ej., acondicionadores de aire, elevadores) equipos y sistemas mecánicos);
2. Particiones a ser erigidas o reorganizadas como se especifica en Sección 4.3.2 (mayor del peso real de la partición y  $10 \text{ lb/ft}^2$  ( $0,5 \text{ kN/m}^2$ ) de área de piso);
3. 20% de carga de nieve significativa,  $p_f > 30 \text{ lb/ft}^2$  ( $p_f > 1,4 \text{ kN/m}^2$ ) y
4. El peso de los materiales de jardinería y similares.

No es necesario considerar la carga total de nieve porque maxi Es improbable que la carga mínima de nieve y la carga máxima sísmica

ocurren simultáneamente y la nieve suelta no se mueve con el techo.

C12.7.3 Modelado Estructural. Siempre se requiere el desarrollo de un modelo matemático de una estructura porque la historia se desvía y las fuerzas de diseño en los miembros estructurales no se pueden determinar sin dicho modelo. En algunos casos, el modelo matemático puede ser tan simple como un diagrama de cuerpo libre siempre que el modelo pueda capturar adecuadamente la resistencia y la rigidez de la estructura.

El modelo analítico más realista es tridimensional, incluye todas las fuentes de rigidez en la estructura y el suelo.

sistema de cimentación, así como los efectos P-delta, y permite un comportamiento inelástico no lineal en todas las partes del sistema estructura-cimentación-suelo. El desarrollo de un modelo analítico de este tipo requiere mucho tiempo, y dicho análisis rara vez se justifica para los diseños de edificios típicos realizados de acuerdo con la norma.

En lugar de realizar un análisis no lineal, los efectos inelásticos se tienen en cuenta indirectamente en los métodos de análisis lineal mediante el coeficiente de modificación de la respuesta, R, y el factor de amplificación de la deflexión, Cd.

Usando software moderno, a menudo es más difícil descomponer una estructura en modelos planos que desarrollar un modelo tridimensional completo, por lo que los modelos tridimensionales ahora son comunes. La mayor eficiencia computacional también permite un modelado eficiente de la flexibilidad del diafragma. Se requieren modelos tridimensionales cuando la estructura tiene irregularidades de torsión horizontal (Tipo 1), desplazamiento fuera del plano (Tipo 4) o sistema no paralelo (Tipo 5).

No se requiere el análisis utilizando un modelo tridimensional para estructuras con diafragmas flexibles que tienen irregularidades de compensación horizontales fuera del plano. No se requiere porque la irregularidad impone efectos de carga sísmica en una dirección diferente a la dirección en consideración (efectos ortogonales) debido a la excentricidad en la trayectoria de la carga vertical causada por desplazamientos horizontales de los elementos verticales resistentes a la fuerza lateral de piso a piso. Sin embargo, no es probable que ocurra esta situación con diafragmas flexibles en una medida que justifique tal modelado.

La excentricidad en la trayectoria de la carga vertical provoca una redistribución de las fuerzas sísmicas de diseño de los elementos verticales del piso superior a los elementos verticales del piso inferior esencialmente en la misma dirección. El efecto sobre los elementos verticales en el

la dirección orthogonal en el piso siguiente es mínima. El modelado tridimensional aún puede ser necesario para estructuras con diafragmas flexibles causados por otros tipos de irregularidades horizontales (p. ej., sistema no paralelo).

En general, se puede usar el mismo modelo tridimensional para los procedimientos de análisis de la fuerza lateral equivalente, el espectro de respuesta modal y el historial de respuesta lineal. Respuesta modal

los análisis de la historia de la respuesta lineal y del espectro requieren un modelado realista de la masa estructural; el método del historial de respuestas también requiere una representación explícita del amortiguamiento inherente. El cinco por ciento de la amortiguación crítica se incluye automáticamente en el enfoque del espectro de respuesta modal. El Capítulo 16 y el comentario relacionado contienen información adicional sobre los procedimientos de análisis del historial de respuestas lineales y no lineales.

Es bien sabido que las deformaciones en las zonas de los paneles de las uniones viga-columna de los pórticos resistentes a momento de acero son una fuente importante de flexibilidad. Charney y Marshall (2006) resumen dos modelos mecánicos diferentes para incluir tales deformaciones. Estos métodos se aplican tanto a sistemas elásticos como inelásticos. Para estructuras elásticas, el análisis de la línea central proporciona estimaciones razonables, pero no siempre conservadoras, de la flexibilidad del marco. No se deben usar zonas extremas totalmente rígidas porque este método siempre da como resultado una sobreestimación de la rigidez lateral en pórticos de acero resistentes a momento. Las zonas finales parcialmente rígidas pueden justificarse en ciertos casos, como cuando se usan placas dobles para reforzar la zona del panel.

En algunas circunstancias, puede estar justificado incluir el efecto de las losas mixtas en la rigidez de vigas y jácenas.

Cuando se incluye el comportamiento compuesto, se debe prestar la debida consideración a la reducción de la rigidez compuesta efectiva para las partes de la losa en tracción (Schaffhausen y Wegmuller 1977, Liew et al. 2001).

Para edificios de hormigón armado, es importante abordar los efectos del agrietamiento axial, por flexión y por cortante al modelar la rigidez efectiva de los elementos estructurales. La determinación de la rigidez efectiva adecuada de los elementos estructurales debe tener en cuenta las demandas anticipadas de los elementos, su geometría y la complejidad del modelo. Las recomendaciones para calcular las propiedades de la sección agrietada se pueden encontrar en Paulay y Priestley (1992) y textos similares.

Cuando se realiza un análisis dinámico, deben estar presentes al menos tres grados de libertad dinámicos en cada nivel de acuerdo con el lenguaje de la Sección 16.2.2. Según el software de análisis y la técnica de extracción modal utilizada, los grados de libertad dinámicos y los grados de libertad estáticos no son idénticos. Es posible desarrollar un modelo analítico que tenga muchos grados de libertad estáticos pero solo uno o dos grados de libertad dinámicos. Tal modelo no captura la respuesta adecuadamente.

C12.7.4 Efectos de interacción. Los requisitos de interacción están destinados a prevenir fallas inesperadas en miembros de marcos resistentes a momento. La Fig. C12.7-1 ilustra una situación típica en la que se usa relleno de mampostería y esta mampostería se ajusta firmemente contra columnas de hormigón armado. Debido a que la mampostería es mucho más rígida que las columnas, las bisagras en forma de columna en la parte superior de la columna y en la parte superior de la mampostería en lugar de en la parte superior

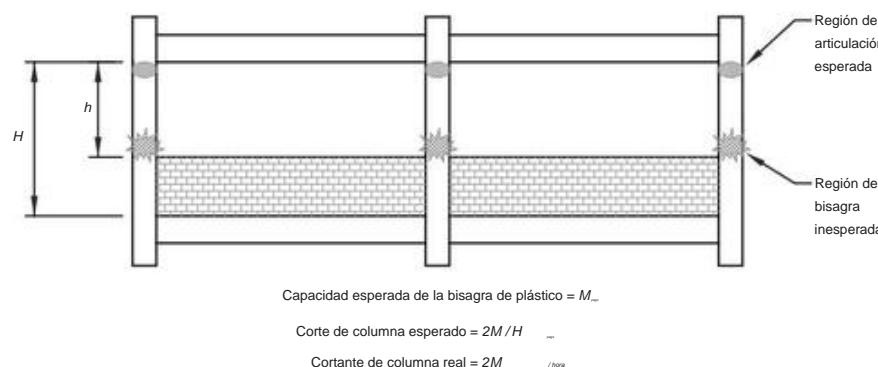


FIGURA C12.7-1 Efectos de interacción no deseados

y la parte inferior de la columna. Si la capacidad de flexión de la columna es  $M_p$ , el cortante en las columnas aumenta por el factor  $H_y$ , y este aumento puede causar una falla inesperada por cortante no dúctil en las columnas. Muchos derrumbes de edificios se han atribuido a este efecto.

#### C12.8 PROCEDIMIENTO DE FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

El procedimiento de fuerza lateral equivalente (ELF) proporciona una forma sencilla de incorporar los efectos de la respuesta dinámica inelástica en un análisis estático lineal. Este procedimiento es útil en el diseño preliminar de todas las estructuras y está permitido para el diseño final de la gran mayoría de las estructuras. El procedimiento es válido solo para estructuras sin discontinuidades significativas en la masa y rigidez a lo largo de la altura, donde la respuesta dominante a los movimientos del suelo es en la dirección horizontal sin torsión significativa.

El procedimiento ELF consta de tres pasos básicos:

1. Determinar el cortante base sísmico,  $V$ ; 2.

Distribuir  $V$  verticalmente a lo largo de la altura de la estructura; y 3. Distribuir  $V$  horizontalmente a lo ancho y ancho de la estructura.

Cada uno de estos pasos se basa en una serie de suposiciones simplificadoras. Se puede obtener una comprensión más amplia de estas suposiciones de cualquier libro de texto de dinámica estructural que enfatice las aplicaciones sísmicas.

**C12.8.1 Cortante base sísmico.** Tratando la estructura como un sistema de un solo grado de libertad con una participación de masa del 100% en el modo fundamental, Eq. (12.8-1) simplemente expresa  $V$  como el producto del peso sísmico efectivo,  $W$ , y el coeficiente de respuesta sísmica,  $C_s$ , que es una pseudoaceleración espectral dependiente del período, en g unidades.  $C_s$  se modifica por el coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ , y el factor de importancia, es decir, según corresponda, para tener en cuenta el comportamiento inelástico y proporcionar un rendimiento mejorado para estructuras esenciales o de alta ocupación.

**C12.8.1.1 Cálculo del Coeficiente de Respuesta Sísmica.** La norma prescribe cinco ecuaciones para determinar  $C_s$ .

ecuaciones (12.8-2), (12.8-3) y (12.8-4) se ilustran en la figura C12.8-1.

ecuación (12.8-2) controla donde  $0 < T < T_s$  y representa la parte de aceleración constante del espectro de respuesta de diseño

Aceleración constante  
[Ec. 12.8-2]

Transición a la aceleración máxima del suelo [no se usa para ELF]

Velocidad constante  
[Ec. 12.8-3]

Constante desplazamiento  
[Ec. 12.8-4]



FIGURA C12.8-1 Coeficiente de respuesta sísmica versus período

(Sección 11.4.5). En esta región,  $C_s$  es independiente del período.

Aunque el espectro de respuesta de diseño teórico que se muestra en la figura 11.4-1 ilustra una transición en la pseudoaceleración a la aceleración máxima del suelo a medida que el período fundamental,  $T$ , se aproxima a cero desde  $T_0$ , esta transición no se usa en el procedimiento ELF. Una razón es que la simple reducción del espectro de respuesta por  $(1/\sqrt{T})$  en la región de período corto exageraría los efectos inelásticos.

ecuación (12.8-3), que representa la parte de velocidad constante del espectro, controla donde  $T_s < T < T_L$ . En esta región, el coeficiente de respuesta sísmica es inversamente proporcional al período, y la pseudovelocidad (pseudoaceleración dividida por la frecuencia circular,  $\sqrt{T}$ , suponiendo una respuesta de estado estable) es constante.  $T_L$ , el período de transición de período largo, representa la transición al desplazamiento constante y se proporciona en las Figs. 22-12 a 22-16.

La  $T_L$  varía de 4 s en los estados contiguos del centro-norte y el oeste de Hawái a 16 s en el noroeste del Pacífico y el oeste de Alaska.

ecuación (12.8-4), que representa la parte de desplazamiento constante del espectro, controla donde  $T > T_L$ . Dados los valores mapeados actuales de  $T_L$ , esta ecuación solo afecta a las estructuras de período largo.

El período de transición ha recibido recientemente una mayor atención debido a que los espectros de respuesta de desplazamiento del terremoto chileno de magnitud 8,8 de 2010 indican que es posible un período de transición considerablemente más bajo en lugares controlados por terremotos de zona de subducción.

Las dos ecuaciones finales representan niveles mínimos de cortante base para el diseño. ecuación (12.8-5) es el cortante base mínimo y afecta principalmente a los sitios en el campo lejano. Esta ecuación proporciona una resistencia permisible de aproximadamente el 3% del peso de la estructura. Este cortante base mínimo fue promulgado originalmente en 1933 por el estado de California (Ley Riley). Con base en la investigación realizada en el proyecto ATC-63 (FEMA 2009b), se determinó que esta ecuación proporciona un nivel adecuado de resistencia al colapso para estructuras de período largo cuando se usa junto con otras disposiciones de la norma.

ecuación (12.8-6) se aplica a sitios cerca de fallas activas importantes (como se refleja en los valores de  $S_1$ ) donde los efectos de tipo pulso pueden aumentar las demandas a largo plazo.

**C12.8.1.2 Reducción de la estructura** ~~deteriorada~~ interacción suelo-estructura, que puede influir significativamente en la respuesta dinámica de una estructura durante un terremoto, se trata en el Capítulo 19.

**C12.8.1.3 Valor máximo de SD** es la determinación de  $C_s$  y  $E_v$ . Este tope en el valor máximo de SDS refleja el juicio de ingeniería sobre el desempeño de edificios regulares de baja altura que cumplen con el código en terremotos pasados. Fue creado durante la actualización del UBC de 1994 al UBC de 1997 y se ha llevado hasta este estándar. En ese momento, se introdujeron factores de fuente cercana, lo que aumentó la fuerza de diseño para edificios en la Zona 4, que es similar a las Categorías de diseño sísmico D a F en este estándar.

El factor de fuente cercana se basó en las observaciones del registro de instrumentos durante el terremoto de Northridge de 1994 y los nuevos desarrollos en la ciencia del movimiento del suelo y los peligros sísmicos. El límite colocado en SDS para el diseño reflejó el juicio de ingeniería del Comité de Sismología de SEAOC sobre el desempeño de las estructuras de poca altura que cumplen con el código basado en evidencia anecdótica de terremotos anteriores en California, específicamente los terremotos de San Fernando de 1971, Loma Prieta de 1989 y Northridge de 1994.

En la UBC de 1997, la reducción máxima del tope previsto era del 30%. Desde el cambio de zonas sísmicas en el UBC de 1997 a riesgo sísmico probabilístico y determinista en ASCE 7-02 (2003) y ediciones posteriores, los valores SDS en algunas partes del

país puede exceder SDS = 2.0, creando reducciones mucho más allá de la reducción original permitida. Ese es el fundamento de esta disposición que proporciona una reducción máxima en la fuerza de diseño del 30 %.

Las condiciones de altura estructural, período, redundancia y regularidad requeridas para el uso del límite son calificadores importantes. Además, las observaciones de desempeño aceptable han sido con respecto al colapso y la seguridad de la vida, no al control de daños ni a la preservación de la función, por lo que este tope en la fuerza de diseño se limita a las estructuras de Categoría de riesgo I y II, no a las estructuras de Categoría de riesgo III y IV, donde se espera un mayor rendimiento. Además, debido a que la experiencia de terremotos anteriores ha indicado que los edificios en suelos muy blandos, Clases de sitio E y F, han tenido un desempeño notablemente más pobre que los edificios en terrenos más competentes, este tope no se puede usar en esos sitios.

**C12.8.2 Determinación del Período.** El período fundamental, T, para una estructura elástica se utiliza para determinar el cortante base de diseño, V, así como el exponente, k, que establece la distribución de V a lo largo de la altura de la estructura (ver Sección 12.8.3). T puede calcularse usando un modelo matemático de la estructura que incorpore los requisitos de la Sección 12.7 en un análisis debidamente fundamentado. Generalmente, este tipo de análisis se realiza utilizando un programa de computadora que incorpora todos los efectos de deformación (p. ej., flexión, corte y axial) y considera el efecto de la carga de gravedad sobre la rigidez de la estructura. Para muchas estructuras, sin embargo, los tamaños de los miembros estructurales primarios no se conocen desde el principio del diseño. Para el diseño preliminar, así como para los casos en los que no se utiliza un análisis fundamentado, la norma proporciona fórmulas para calcular un período fundamental aproximado, Ta (consulte la Sección 12.8.2.1).

Estos períodos representan estimaciones de límite inferior de T para diferentes tipos de estructuras. La determinación del período generalmente se calcula para un modelo matemático que se fija en la base. Es decir, la base donde se transmiten los efectos sísmicos a la estructura está restringida globalmente (por ejemplo, horizontal, vertical y rotacionalmente). El modelado de la base de la columna (es decir, articulada o fija) para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas de tipo marco es una función de la mecánica del marco, los detalles y la rigidez de los cimientos (suelo); debe prestarse atención a la suposición adoptada. Sin embargo, esta restricción conceptual no es la misma para la estructura como se indicó anteriormente. La flexibilidad del suelo se puede considerar para calcular T (típicamente suponiendo un elemento de cimentación rígido). El ingeniero debe estar atento a la rigidez de resorte lineal equivalente utilizada para representar las características de deformación del suelo en la base (consulte la Sección 12.13.3). De manera similar, las bases de columnas articuladas en estructuras de tipo marco a veces se usan para tener en cuenta de manera conservadora la flexibilidad del suelo bajo un elemento de cimentación rígido asumido. El cambio de período de un modelo de base fija de una estructura causado por la interacción suelo-estructura está permitido de acuerdo con el Capítulo 19.

El modo fundamental de una estructura con un arreglo geométricamente complejo de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas determinado con un modelo tridimensional puede estar asociado con el modo de respuesta torsional del sistema, con la participación de la masa en ambas direcciones horizontales (ortogonales) al mismo tiempo. .

El analista debe estar atento a esta participación de masa y reconocer que el período utilizado para calcular el cortante base de diseño debe estar asociado a la moda con la mayor participación de masa en la dirección considerada. A menudo, en esta situación, estos períodos están cerca uno del otro. Una separación significativa entre el período del modo de torsión (cuando es fundamental) y el período del modo de traslación más corto puede ser un indicador de un sistema estructural mal concebido o de un posible error de modelado. La norma requiere que el período fundamental, T, utilizado para determinar el cortante base de diseño, V, no exceda el valor aproximado

periodo fundamental, Ta, por el coeficiente del límite superior, Cu, provisto en la Tabla 12.8-1. Este límite de período evita el uso de un cortante base inusualmente bajo para el diseño de una estructura que es, analíticamente, demasiado flexible debido a las inexactitudes de masa y rigidez en el modelo analítico. Cu tiene dos efectos sobre Ta. Primero, reconocer que los requisitos de diseño específicos del proyecto y las suposiciones de diseño pueden influir en T, Cu disminuye el conservadurismo inherente en las fórmulas empíricas para que Ta siga más de cerca la curva media (Fig. C12.8-2). En segundo lugar, los valores de Cu reconocen que las fórmulas de Ta están dirigidas a estructuras en ubicaciones de alto riesgo sísmico. Es más probable que la rigidez de una estructura disminuya en áreas de menor sismicidad, y esta disminución se explica en los valores de Cu. El coeficiente de modificación de la respuesta, R, generalmente disminuye para tener en cuenta las demandas de ductilidad reducidas, y los efectos relativos del viento aumentan en ubicaciones de menor riesgo sísmico. Por lo tanto, el ingeniero de diseño debe estar atento al valor utilizado para el diseño de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en estructuras que están controladas por los efectos del viento. Aunque es más probable que el valor de Cu sea independiente de las fuerzas de diseño que gobiernan en áreas de vientos fuertes, los requisitos de capacidad de servicio específicos del proyecto pueden agregar una rigidez considerable a una estructura y disminuir el valor de Cu al considerar solo los efectos sísmicos. Este efecto debe evaluarse cuando las fuerzas de diseño para efectos sísmicos y de viento sean casi iguales. Por último, si T de un análisis debidamente fundamentado (Sección 12.8.2) es menor que CuTa, entonces el valor más bajo de T y CuTa debe usarse para el diseño de la estructura.

**C12.8.2.1 Período Fundamental Aproximado.** ecuación (12.8-7) es una relación empírica determinada a través del análisis estadístico de la respuesta medida de las estructuras de los edificios en terremotos de tamaño pequeño a moderado, incluida la respuesta a los efectos del viento (Goel y Chopra 1997, 1998). La Fig. C12.8-2 ilustra tales datos

FIGURA C12.8-2 Variación del Período Fundamental con Altura Estructural

para diversas estructuras de edificación con pórticos resistentes a momento de acero y hormigón armado. Históricamente, el exponente,  $x$ , en la Ec. (12.8-7) se tomó como 0.75 y se basó en la suposición de una forma de modo que varía linealmente al usar el método de Rayleigh. Sin embargo, los exponentes proporcionados en el estándar se basan en datos de respuesta reales de estructuras de edificios, lo que refleja con mayor precisión la influencia de la forma del modo en el exponente. Debido a que la expresión empírica se basa en el límite inferior de los datos, produce una estimación del límite inferior del período para una estructura de edificio de una altura determinada.

Este período de límite inferior, cuando se usa en las Ecs. (12.8-3) y (12.8-4) para calcular el coeficiente de respuesta sísmica,  $C_s$ , proporciona una estimación conservadora del cortante base sísmico,  $V$ .

**C12.8.3 Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas.** ecuación (12.8-12) se basa en la forma simplificada del primer modo que se muestra en la figura C12.8-3. En la figura,  $F_x$  es la fuerza de inercia en el nivel  $x$ , que es simplemente la aceleración absoluta en el nivel  $x$  multiplicada por la masa en el nivel  $x$ . La base cortante es la suma de estas fuerzas de inercia, y Eq. (12.8-11) simplemente da la relación de la fuerza sísmica lateral en el nivel  $x$ ,  $F_x$ , a la fuerza lateral de diseño total o cortante en la base,  $V$ .

La forma deformada de la estructura en la figura C12.8-3 es una función del exponente  $k$ , que está relacionado con el período fundamental de la estructura,  $T$ . La variación de  $k$  con  $T$  se ilustra en la figura C12.8-4. El exponente  $k$  pretende aproximar el efecto de los modos superiores, que generalmente son más dominantes en estructuras con un período fundamental de vibración más largo. López y Cruz (1996) discuten los factores que influyen en los modos superiores

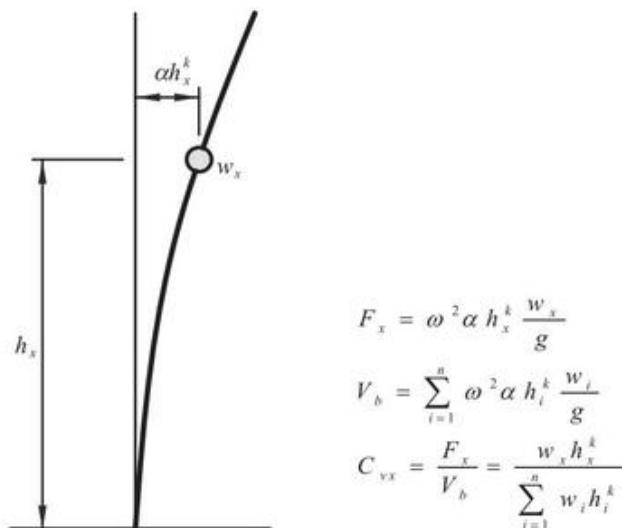


FIGURA C12.8-3 Base de la ecuación. (12.8-12)

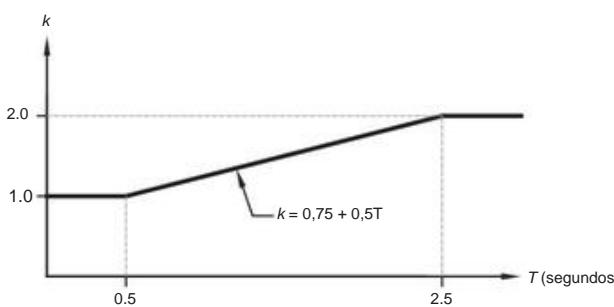


FIGURA C12.8-4 Variación del Exponente  $k$  con Período  $T$

de respuesta Aunque la forma real del primer modo de una estructura también es una función del tipo de sistema resistente a la fuerza sísmica, ese efecto no se refleja en estas ecuaciones. Además, debido a que  $T$  se limita a CuTa para el diseño, esta forma modal puede diferir de la correspondiente a la fórmula empírica estadísticamente basada para el período fundamental aproximado,  $T_a$ . Se puede realizar un análisis de deriva de acuerdo con la Sección 12.8.6 utilizando el período real (consulte la Sección C12.8.6). Como tal,  $k$  cambia para tener en cuenta la variación entre  $T$  y el período real.

Las fuerzas horizontales calculadas usando la Ec. (12.8-11) no reflejan las fuerzas de inercia reales impartidas en una estructura en un momento determinado. En su lugar, están destinados a proporcionar fuerzas sísmicas laterales en niveles individuales que son consistentes con los resultados envolventes de análisis más precisos (Chopra y Newmark 1980).

**C12.8.4 Distribución Horizontal de Fuerzas.** Dentro del contexto de un análisis ELF, la distribución horizontal de las fuerzas laterales en un piso dado a varios elementos resistentes a fuerzas sísmicas en ese piso depende del tipo, disposición geométrica y extensiones verticales de los elementos estructurales y de la forma y flexibilidad de los elementos estructurales. diafragma de piso o techo.

Debido a que se espera que algunos elementos del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas respondan de manera inelástica al movimiento del suelo de diseño, la distribución de fuerzas a los diversos elementos estructurales y otros sistemas también depende de la resistencia de los elementos de fluencia y su secuencia de fluencia (consulte la Sección C12.1.1). Tales efectos no pueden ser capturados con precisión por un análisis estático elástico lineal (Paulay 1997), y un análisis dinámico no lineal es demasiado engorroso computacionalmente para ser aplicado al diseño de la mayoría de los edificios. Como tales, los métodos aproximados se utilizan para tener en cuenta las incertidumbres en la distribución horizontal en un análisis estático elástico y, en menor medida, en un análisis dinámico elástico.

De particular preocupación con respecto a la distribución horizontal de las fuerzas laterales es la respuesta torsional de la estructura durante el terremoto. La norma requiere que se evalúe el momento de torsión inherente para cada estructura con diafragmas que no sean flexibles (consulte la Sección C12.8.4.1). Aunque principalmente es un factor para estructuras torsionalmente irregulares, este modo de respuesta también se ha observado en estructuras que están diseñadas para ser simétricas en planta y diseño de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas (De La Llera y Chopra 1994). Esta respuesta torsional en el caso de una estructura torsionalmente regular es causada por una variedad de momentos torsionales "accidentales" causados por mayores excentricidades entre los centros de rigidez y masa que existen debido a incertidumbres en la cuantificación de la distribución de masa y rigidez de la estructura, así como los componentes torsionales del movimiento sísmico del suelo que no están incluidos explícitamente en los diseños basados en códigos (Newmark y Rosenblueth 1971). En consecuencia, el momento de torsión accidental puede afectar a cualquier estructura y, potencialmente, aún más en el caso de una estructura torsionalmente irregular. La norma requiere que se considere el momento torsional accidental para toda estructura (ver Sección C12.8.4.2) así como la amplificación de esta torsión para estructuras con irregularidad torsional (ver Sección C12.8.4.3).

**C12.8.4.1 Torsión inherente.** Donde hay un diafragma rígido en el modelo analítico, la masa tributaria de ese piso o techo se puede idealizar como una masa concentrada ubicada en la ubicación resultante en el piso o techo, denominada centro de masa (CoM). Este punto representa la resultante de las fuerzas de inercia en el piso o techo.

Este modelo de diafragma simplifica el análisis estructural al reducir lo que serían muchos grados de libertad en las dos direcciones principales de una estructura a tres grados de libertad (dos horizontales y uno de rotación sobre el eje vertical).

De manera similar, la rigidez resultante de los miembros estructurales

proporcionar rigidez lateral a la estructura tributaria de un piso o techo dado puede idealizarse como el centro de rigidez (CoR).

Es difícil determinar con precisión el centro de rigidez de un edificio de varios pisos porque el centro de rigidez de un piso en particular depende de la configuración de los elementos resistentes a la fuerza sísmica por encima y por debajo de ese piso y puede depender de la carga ([Chopra y Goel 1991](#)). Además, la ubicación del CoR es más sensible al comportamiento inelástico que el CoM. Si el CdM de un piso o techo determinado no coincide con el CoR de ese piso o techo, la excentricidad entre la fuerza sísmica resultante y el CoR crea un momento de torsión inherente,  $M_t$ . Además de este momento de torsión inherente idealizado, la norma requiere que se considere un momento de torsión accidental,  $M_{ta}$  (consulte la Sección [C12.8.4.2](#)).

Se pueden aplicar principios similares a los modelos de diafragmas semirrígidos que modelan explícitamente la rigidez en el plano del diafragma, excepto que la deformación del diafragma debe incluirse al calcular la distribución de la fuerza sísmica resultante y el momento de torsión inherente a la fuerza sísmica, sistema resistente.

Esta torsión inherente se incluye automáticamente cuando se realiza un análisis tridimensional con un diafragma rígido o semirrígido. Si se utiliza un análisis plano bidimensional, donde esté permitido, el CoR y el CoM para cada piso deben determinarse explícitamente y las fuerzas sísmicas aplicadas deben ajustarse en consecuencia.

Para estructuras con diafragmas flexibles (como se define en la Sección 12.3), se supone que los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas resisten las fuerzas de inercia de la masa que es tributaria de los elementos sin torsión explícitamente calculada. Ningún diafragma es perfectamente flexible; por lo tanto, algunas fuerzas de torsión se desarrollan incluso cuando se desprecian.

#### C12.8.4.2 Torsión Accidental. La ubicación de los centros de

Por lo general, la masa y la rigidez de un piso o techo dado no se pueden establecer con un alto grado de precisión debido a la incertidumbre de la masa y la rigidez y las desviaciones en el diseño, la construcción y la carga del caso ideal. Para dar cuenta de esta inexactitud, el estándar requiere la consideración de una excentricidad mínima del 5% del ancho de una estructura perpendicular a la dirección que se está considerando para cualquier excentricidad estática calculada utilizando ubicaciones idealizadas de los centros de masa y rigidez. Cuando una estructura tiene un plano de planta geométricamente complejo o no rectangular, la excentricidad se calcula utilizando las extensiones del diafragma perpendiculares a la dirección de la carga (consulte la Sección [C12.5](#)).

Un enfoque para tener en cuenta esta variación en la excentricidad es desplazar el CoM en cada sentido desde su ubicación calculada y aplicar la fuerza lateral sísmica en cada ubicación desplazada como casos de carga sísmica separados. Por lo general, es conservador suponer que las compensaciones de CoM en todos los pisos y el techo ocurren simultáneamente y en la misma dirección. Este desplazamiento produce un momento de torsión estático "accidental",  $M_{ta}$ , en cada piso. La mayoría de los programas de computadora pueden automatizar este desplazamiento para el análisis tridimensional al aplicar automáticamente estos momentos estáticos en el caso de carga sísmica autogenerada (a lo largo de los ejes de coordenadas globales utilizados en el modelo de computadora; consulte la Sección [C12.5](#)).

Alternativamente, los momentos de torsión definidos por el usuario pueden aplicarse como casos de carga separados y luego agregarse al caso de carga de fuerza lateral sísmica. Para el análisis bidimensional, el momento de torsión accidental se distribuye a cada sistema resistente a fuerzas sísmicas como una fuerza lateral estática aplicada en proporción a su rigidez lateral elástica relativa y la distancia desde el CDR.

Cambiar el CoM es una aproximación estática y, por lo tanto, no afecta las características dinámicas de la estructura, como sería el caso si el CoM se moviera físicamente, por ejemplo,

alterando la distribución de masa horizontal y el momento de inercia de la masa. Si bien este enfoque "dinámico" se puede utilizar para ajustar la excentricidad, puede ser demasiado engorroso desde el punto de vista computacional para el análisis estático y, por lo tanto, se reserva para el análisis dinámico (consulte la Sección [C12.9.1.5](#)).

La discusión anterior es aplicable solo a un modelo de diafragma rígido. Se puede usar un enfoque similar para un modelo de diafragma semirrígido, excepto que el momento de torsión accidental se desacopla en momentos nódulos o fuerzas que se colocan a lo largo del diafragma. La cantidad de acción nodal depende de cuán sensible sea el diafragma a la deformación en el plano. A medida que disminuye la rigidez en el plano del diafragma, tiendiendo hacia un diafragma flexible, las entradas nódulas disminuyen proporcionalmente.

El significado físico de esta excentricidad de masa no debe confundirse con el significado físico de la excentricidad requerida para representar las presiones de viento no uniformes que actúan sobre una estructura. Sin embargo, esta torsión accidental también incorpora, en menor medida, la entrada de movimiento de torsión potencial en estructuras con huellas grandes de diferencias en el movimiento del suelo dentro de la huella de la estructura.

Las estructuras torsionalmente irregulares cuyo modo fundamental está potencialmente dominado por el modo de respuesta torsional pueden ser más sensibles a la amplificación dinámica de este momento torsional accidental. En consecuencia, el mínimo del 5% puede subestimar el momento de torsión accidental. En estos casos, la norma requiere la ampliación de este momento para el diseño cuando se utiliza un procedimiento de análisis estático elástico, incluido el cumplimiento de las limitaciones de deriva (consulte la Sección [C12.8.4.3](#)).

La torsión accidental da como resultado fuerzas que se combinan con las obtenidas de la aplicación de las fuerzas cortantes del piso de diseño sísmico,  $V_x$ , incluidos los momentos de torsión inherentes. Todos los elementos están diseñados para los efectos máximos determinados, considerando torsión accidental positiva, torsión accidental negativa y torsión no accidental (ver Sección [C12.5](#)). Cuando la norma requiera la consideración de fuerzas sísmicas aplicadas simultáneamente en dos direcciones ortogonales cualesquiera, se permite aplicar el 5% de excentricidad del centro de masa a lo largo de la dirección ortogonal única que produce el mayor efecto, pero no es necesario que se aplique simultáneamente en la dirección ortogonal.

La excepción en esta sección brinda alivio de los requisitos de torsión accidental para edificios que se consideran relativamente insensibles a la torsión. Está respaldado por investigaciones ([Debock et al. 2014](#)) que compararon la probabilidad de colapso (utilizando un análisis de historial de respuesta dinámica no lineal) de edificios diseñados con y sin requisitos de torsión accidental. La investigación indicó que, si bien los requisitos de torsión accidental son importantes para la mayoría de los edificios sensibles a la torsión (es decir, aquellos con irregularidades torsionales en planta que surgen de la flexibilidad torsional o diseño en planta irregular), y especialmente para edificios en Categoría de Diseño Sísmico D, E o F, la implementación de disposiciones de torsión accidental tiene poco efecto sobre la probabilidad de colapso para edificios de categoría de diseño sísmico B sin irregularidad estructural horizontal de tipo 1b y para edificios de categoría de diseño sísmico D sin irregularidad de tipo 1a o 1b.

#### C12.8.4.3 Amplificación del momento de torsión accidental.

Para estructuras con torsión o irregularidad de torsión extrema (irregularidad estructural horizontal Tipo 1a o 1b) analizadas mediante el procedimiento de fuerza lateral equivalente, la norma requiere la amplificación del momento de torsión accidental para tener en cuenta los aumentos en el momento de torsión causados por la fluencia potencial de la sísmica perimetral. Sistemas de resistencia a la fuerza (es decir, desplazamiento del centro de rigidez), así como otros factores que potencialmente conducen a una inestabilidad torsional dinámica. Para verificar los requisitos de irregularidad torsional en la Tabla 12.3-1, las derivas de piso

FIGURA C12.8-5 Factor de amplificación torsional para edificios rectangulares simétricos

resultantes de las cargas aplicadas, que incluyen tanto los momentos de torsión propios como los accidentales, se utilizan sin amplificación del momento de torsión accidental ( $A_x = 1$ ). Se usa el mismo proceso cuando se calcula el factor de amplificación,  $A_x$ , excepto que los desplazamientos (en relación con la base) en el nivel que se evalúa se usan en lugar de las derivas de piso. Los desplazamientos se utilizan aquí para indicar que la amplificación del momento de torsión accidental es principalmente un fenómeno a nivel del sistema, proporcional al aumento de la aceleración en el borde extremo de la estructura, y no relacionado explícitamente con un piso individual y los componentes de la fuerza sísmica. -sistema de resistencia contenido en el mismo.

ecuación (12.8-14) fue desarrollado por el Comité de Sismología de SEAOC para alentar a los ingenieros a diseñar edificios con buena rigidez torsional; se introdujo por primera vez en la UBC (1988). La figura C12.8-5 ilustra el efecto de la ecuación. (12.8-14) para un edificio rectangular simétrico con varias relaciones de aspecto ( $L/y_B$ ) donde los elementos resistentes a la fuerza sísmica se colocan a una distancia variable (definida por  $\bar{y}$ ) desde el centro de masa en cada dirección. Se supone que cada elemento tiene la misma rigidez. La estructura se carga paralela a la dirección corta con una excentricidad de 0.05L.

Para  $\bar{y}$  igual a 0,5, estos elementos están en el perímetro del edificio, y para  $\bar{y}$  igual a 0,0, están en el centro (sin resistencia a la torsión). Para un edificio cuadrado  $\bar{y}_B = 1.00$ ,  $A_x$  es mayor que 1.0 donde  $\bar{y}$  es menor que 0,25 y aumenta hasta su valor máximo de 3,0 donde  $\bar{y}$  es igual a 0,11. Para un edificio rectangular con  $L/y_B$  igual a 4,00,  $A_x$  es mayor que 1,0 donde  $\bar{y}$  es menor que 0,34 y aumenta hasta su valor máximo de 3,0 donde  $\bar{y}$  es igual a 0,15.

C12.8.5 Vuelco. El efecto de vuelco sobre un elemento resistente a la fuerza lateral vertical se calcula con base en el cálculo de la fuerza sísmica lateral,  $F_x$ , multiplicada por la altura desde la base hasta el nivel del elemento resistente a la fuerza lateral horizontal que transfiere  $F_x$  al elemento vertical, sumado sobre cada historia. Cada elemento resistente a la fuerza lateral vertical resiste su porción de vuelco en función de su rigidez relativa con respecto a todos los elementos resistentes a la fuerza lateral vertical en un edificio o estructura. Las fuerzas sísmicas utilizadas son las del procedimiento de fuerza lateral equivalente determinado en la Sección 12.8.3 o basadas en un análisis dinámico del edificio o estructura. Las fuerzas de vuelco pueden ser resistidas por cargas muertas y pueden combinarse con cargas muertas y vivas u otras cargas, de acuerdo con las combinaciones de carga de la Sección 2.3.7.

FIGURA C12.8-6 Desplazamientos utilizados para calcular la deriva

C12.8.6 Determinación de la deriva de pisos. ecuación (12.8-15) se usa para estimar las deflexiones inelásticas ( $\bar{y}_x$ ), que luego se usan para calcular las derivas del piso de diseño,  $\bar{y}$ . Estas desviaciones de piso deben ser menores que las desviaciones de piso permitidas,  $\bar{y}_A$ , de la Tabla 12.12-1. Para estructuras sin irregularidad torsional, los cálculos se realizan utilizando deflexiones de los centros de masa de los pisos que delimitan el piso. Si la excentricidad entre los centros de masa de dos pisos adyacentes, o un piso y un techo, es más del 5% del ancho de la extensión del diafragma, se permite calcular la deflexión para la parte inferior del piso en el punto sobre el piso que está alineado verticalmente con la ubicación del centro de masa del último piso o techo. Esta situación puede surgir cuando un edificio tiene desplazamientos de piso y las extensiones del diafragma de la parte superior del piso son más pequeñas que las extensiones de la parte inferior del piso. Para las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico C, D, E o F que son torsionalmente irregulares, el estándar requiere que las deflexiones se calculen a lo largo de los bordes de las extensiones del diafragma usando dos puntos alineados verticalmente.

La figura C12.8-6 ilustra las relaciones fuerza-desplazamiento entre la respuesta elástica, la respuesta a fuerzas de nivel de diseño reducidas y la respuesta inelástica esperada. Si la estructura permaneciera elástica durante un terremoto, la fuerza desarrollada sería  $V_E$  y el desplazamiento correspondiente sería  $\bar{y}_E$ .  $V_E$  no incluye  $R$ , que explica principalmente la ductilidad y la sobrerresistencia del sistema. De acuerdo con la regla de aproximación de igual desplazamiento de la respuesta sísmica, el desplazamiento máximo de un sistema inelástico es aproximadamente igual al de un sistema elástico con la misma rigidez inicial. Esta condición se ha observado para estructuras idealizadas con respuesta inelástica bilineal y un período fundamental,  $T$ , mayor que  $T_s$  (ver Sección 11.4.6). Para estructuras de período más corto, el desplazamiento máximo de un sistema inelástico tiende a exceder el del sistema elástico correspondiente. Debido a que  $R$  reduce las fuerzas, los desplazamientos resultantes son representativos de un sistema elástico y deben amplificarse para tener en cuenta la respuesta inelástica.

El factor de amplificación de deflexión,  $C_d$ , en la ecuación. (12.8-15) amplifica los desplazamientos calculados a partir de un análisis elástico usando fuerzas prescritas para representar el desplazamiento inelástico esperado para el sismo de nivel de diseño y es típicamente menor que  $R$  (Sección C12.1.1). Es importante señalar que  $C_d$  es un factor de amplificación a nivel de piso y no representa la amplificación por desplazamiento de la respuesta elástica de una estructura, ya sea modelada

como una estructura efectiva de un solo grado de libertad (modo fundamental) o una amplificación constante para representar la forma desviada de una estructura de múltiples grados de libertad, en efecto, lo que implica que las formas de los modos no cambian durante la respuesta inelástica.

Además, las fuerzas de nivel de deriva son diferentes de las fuerzas de nivel de diseño utilizadas para el cumplimiento de la resistencia de los elementos estructurales.

Las fuerzas de deriva suelen ser más bajas porque el período fundamental calculado se puede utilizar para calcular el cortante base (consulte la Sección C12.8.6.2).

Al realizar un análisis de deriva, el analista debe estar atento a las cargas de gravedad aplicadas que se utilizan en combinación con las fuerzas sísmicas del nivel de resistencia para que haya coherencia entre las fuerzas utilizadas en el análisis de deriva y las utilizadas para la verificación de la estabilidad ( $P-\ddot{y}$ ) en la Sección 12.8. .7 se mantiene, incluida la coherencia en el cálculo del período fundamental si se utiliza un análisis de segundo orden. Se proporciona más información en la Sección C12.8.7.

Las fuerzas de diseño utilizadas para calcular la deflexión elástica ( $\dot{y}x$ ) incluyen el factor de importancia, es decir, por lo que la ecuación. (12.8-15) incluye le en el denominador. Esta inclusión es apropiada porque las derivas de piso permitidas (excepto para estructuras de muros de corte de mampostería) en la Tabla 12.12-1 son más estrictas para Categorías de riesgo más altas.

#### C12.8.6.1 Cortante base mínimo para calcular la deriva.

Excepto por los límites de período (como se describe en la Sección C12.8.6.2), todos los requisitos de la Sección 12.8 deben cumplirse al calcular la deriva para un análisis ELF, excepto que el cortante base mínimo determinado aplicando la Ec. (12.8-5) no necesita ser considerado. Esta ecuación representa una resistencia mínima que debe proporcionarse a un sistema (consulte la Sección C12.8.1.1).

ecuación (12.8-6) debe tenerse en cuenta, cuando se dispara, porque representa el aumento en el espectro de respuesta en el rango de período largo desde los efectos cercanos a la falla.

**C12.8.6.2 Período para Cómputo de Deriva.** Cuando se usa el espectro de respuesta de diseño de la Sección 11.4.6 o las ecuaciones correspondientes de la Sección 12.8.1 y el período fundamental de la estructura,  $T$ , es menor que el período de transición de período largo,  $TL$ , los desplazamientos aumentan con el período creciente (incluso aunque las fuerzas pueden disminuir). La sección 12.8.2 aplica un límite superior a  $T$  para que las fuerzas de diseño no se subestimen, pero si las fuerzas laterales utilizadas para calcular las derivas no son consistentes con las fuerzas correspondientes a  $T$ , entonces se pueden sobreestimar los desplazamientos. Para dar cuenta de esta variación en la respuesta dinámica, el estándar permite la determinación de desplazamientos usando fuerzas que son consistentes con el período fundamental calculado de la estructura sin el límite superior de la Sección 12.8.2.

El analista aún debe estar atento al período utilizado para calcular las fuerzas de deriva. La misma representación analítica (consulte la Sección C12.7.3) de la estructura utilizada para el diseño de resistencia también debe usarse para calcular los desplazamientos. De manera similar, el mismo método de análisis (Tabla 12.6-1) utilizado para calcular las fuerzas de diseño también debe usarse para calcular las fuerzas de deriva. Por lo general, es apropiado usar el 85% del período fundamental calculado para tener en cuenta las imprecisiones de masa y rigidez como precaución contra estructuras demasiado flexibles, pero no es necesario que sea menor que el que se usa para el diseño de resistencia. Cuanto más flexible sea la estructura, más probable es que los efectos P-delta finalmente controlen el diseño (consulte la Sección C12.8.7). Los valores calculados de  $T$  que son significativamente mayores que (quizás más de 1,5 veces en áreas sísmicas altas) CuTa pueden indicar un error de modelado. De manera similar a la discusión en la Sección C12.8.2, el analista debe evaluar el valor de Cu utilizado cuando las restricciones de servicio debidas a los efectos del viento agregan una rigidez significativa a la estructura.

**C12.8.7 Efectos P-Delta.** La Fig. C12.8-7 muestra una respuesta de desplazamiento de fuerza estática idealizada para una estructura simple de un piso

FIGURA C12.8-7 Respuesta idealizada de una estructura de un piso con y sin  $P-\ddot{y}$

(p. ej., idealizado como una estructura de tipo péndulo invertido). A medida que la parte superior de la estructura se desplaza lateralmente, la carga de gravedad,  $P$ , soportada por la estructura actúa a través de ese desplazamiento y produce un aumento en el momento de vuelco de  $P$  multiplicado por la deriva del piso,  $\ddot{y}$ , que debe resistir la estructura; llamado "efecto P-delta ( $P-\ddot{y}$ )". Este efecto también influye en la respuesta de desplazamiento lateral de la estructura a partir de una fuerza lateral aplicada,  $F$ .

La respuesta de la estructura sin considerar el efecto  $P-\ddot{y}$  está representada por la Condición 0 en la figura con una pendiente de  $K_0$  y una fuerza de fluencia lateral de primer orden  $F_0y$ . Esta condición caracteriza la respuesta de primer orden de la estructura (la respuesta de la estructura de un análisis que no incluye los efectos P-delta). Cuando se incluye el efecto  $P-\ddot{y}$  (representado por la Condición 1 en la figura), las cantidades relacionadas son  $K_1$  y  $F_1y$ . Esta condición caracteriza la respuesta de segundo orden de la estructura (la respuesta de la estructura de un análisis que incluye efectos P-delta).

La rigidez geométrica de la estructura,  $KG$ , en este ejemplo es igual a la carga de gravedad,  $P$ , dividida por la altura del piso,  $hsx$ .  $KG$  se utiliza para representar el cambio en la respuesta lateral mediante la reducción analítica de la rigidez elástica,  $K_0$ .  $KG$  es negativo donde las cargas de gravedad causan compresión en la estructura. Debido a que las dos condiciones de respuesta en la figura son para la misma estructura, el desplazamiento de fluencia inherente de la estructura es el mismo ( $\dot{y}_0y = \dot{y}_1y = \ddot{y}y$ ).

Dos puntos consecuentes tomados de la figura son (1) el aumento en la resistencia y rigidez requeridas del sistema resistente a la fuerza sísmica donde el efecto  $P-\ddot{y}$  influye en la respuesta lateral de la estructura debe tenerse en cuenta en el diseño, y (2) el P El efecto  $-\ddot{y}$  puede crear una condición de rigidez negativa durante la respuesta posterior a la fluencia, lo que podría iniciar la inestabilidad de la estructura. Cuando la rigidez posterior a la fluencia de la estructura puede volverse negativa, las demandas de desplazamiento dinámico pueden aumentar significativamente (Gupta y Krawinkler 2000).

Un enfoque que se puede usar para evaluar la influencia del efecto  $P-\ddot{y}$  en la respuesta lateral de una estructura es comparar la respuesta de primer orden con la respuesta de segundo orden, lo que se puede hacer usando un coeficiente de estabilidad elástica,  $\ddot{y}$ , definido como el valor absoluto de  $KG$  dividido por  $K_0$ .

$$\ddot{y} = \frac{KG}{K_0} = \frac{P\ddot{y}_0y}{F_0yhsx} \quad (C12.8-1)$$

Dado lo anterior y las relaciones geométricas que se muestran en la figura C12.8-7, se puede demostrar que la fuerza que produce la fluencia en la condición 1 (con efectos P- $\ddot{y}$ ) es

$$F1y = F0y\ddot{\gamma} \quad (C12.8-2)$$

y que para una fuerza,  $F$ , menor o igual que  $F1$

$$\ddot{\gamma}_1 = \frac{\ddot{\gamma}_0}{1 - \ddot{\gamma}} \quad (C12.8-3)$$

Por lo tanto, la relación de rigidez,  $K0\ddot{\gamma}K1$ , es

$$\frac{K0}{K1} = \frac{1}{1 - \ddot{\gamma}} \quad (C12.8-4)$$

En las ecuaciones anteriores,

$F0y$  = la fuerza de fluencia lateral de primer orden;  $F1y$  = fuerza de fluencia lateral de segundo orden;  $hsx$  = la altura del piso (o la altura de la estructura en este ejemplo);  $KG$  = la rigidez geométrica;  $K0$  = la rigidez elástica de primer orden;  $K1$  = la rigidez elástica de segundo orden;  $P$  = la carga de gravedad total soportada por la estructura;  $\ddot{\gamma}_0$  = la deriva lateral de primer orden;  $\ddot{\gamma}_0y$  = deriva de fluencia lateral de primer orden;  $\ddot{\gamma}_1$  = la deriva lateral de segundo orden;  $\ddot{\gamma}_1y$  = deriva de fluencia lateral de segundo orden;  $\ddot{\gamma}$  = el coeficiente de estabilidad elástica.

Una interpretación física de este efecto es que para lograr la respuesta de segundo orden representada en la figura, el sistema de resistencia a la fuerza sísmica debe diseñarse para tener la mayor rigidez y resistencia representada por la respuesta de primer orden. Cuando  $\ddot{\gamma}$  tiende a la unidad,  $\ddot{\gamma}_1$  tiende a infinito y  $F1$  tiende a cero, definiendo un estado de inestabilidad estática.

La intención de la Sección 12.8.7 es determinar si los efectos  $P\ddot{\gamma}$  son significativos cuando se considera la respuesta de primer orden de una estructura y, de ser así, aumentar la resistencia y la rigidez de la estructura para tener en cuenta los efectos  $P\ddot{\gamma}$ . Algunos estándares de diseño específicos de materiales requieren que los efectos  $P\ddot{\gamma}$  siempre se incluyan en el análisis elástico de una estructura y el diseño de resistencia de sus miembros. La ampliación de las fuerzas de los miembros de primer orden de acuerdo con la Sección 12.8.7 no debe malinterpretarse en el sentido de que estos otros requisitos pueden ignorarse; ni deben aplicarse simultáneamente. Por lo tanto, la Sección 12.8.7 se utiliza principalmente para verificar el cumplimiento de las derivas permitidas y controlar la posible inestabilidad de la estructura después de un terremoto, mientras que las disposiciones de las normas de diseño específicas del material se utilizan para aumentar las fuerzas de los miembros para el diseño, si se proporcionan. Al hacerlo, el analista debe estar atento a la rigidez de cada miembro utilizado en el modelo matemático para que se mantenga la sinergia entre los estándares.

ecuación (12.8-16) se utiliza para determinar el coeficiente de estabilidad elástica,  $\ddot{\gamma}$ , de cada piso de una estructura.

$$\ddot{\gamma} = \frac{P\ddot{\gamma}_0}{F0hsx} = \frac{P\ddot{\gamma}_le}{VxhsxCd} \quad (C12.8-5)$$

donde

$hsx$ ,  $le$  y  $Vx$  son los mismos que se definen en el estándar

$F0$  = la fuerza en un piso que causa  $\ddot{\gamma}_0 = PFx = Vx$ ;  $\ddot{\gamma}_0$  = la deriva lateral elástica del piso =  $\ddot{\gamma}le/Cd$ ;  $\ddot{\gamma}$  = la deriva inelástica del piso determinada de acuerdo con la Sección 12.8.6;  $P$  = la carga de gravedad total en un punto en el tiempo soportada por la estructura.

En general, se espera que las estructuras con  $\ddot{\gamma}$  inferior a 0,10 tengan una rigidez positiva monótona posterior a la fluencia. Cuando  $\ddot{\gamma}$  para cualquier piso excede 0,10, se deben considerar los efectos  $P\ddot{\gamma}$  para toda la estructura utilizando uno de los dos enfoques de la norma. Los desplazamientos de primer orden y las fuerzas de los miembros se multiplican por  $1 + \ddot{\gamma}_1$  o el efecto  $P\ddot{\gamma}$  se incluye explícitamente en el análisis estructural y el  $\ddot{\gamma}$  resultante se multiplica por  $1 + \ddot{\gamma}_1$  para verificar el cumplimiento de la estabilidad de primer orden límite. La mayoría de los programas informáticos comerciales pueden realizar análisis de segundo orden. Por lo tanto, el analista debe estar atento al algoritmo incorporado en el software y ser consciente de cualquier limitación, incluida la idoneidad de los métodos iterativos y no iterativos, la inclusión de efectos de segundo orden ( $P\ddot{\gamma}$  y  $P\ddot{\gamma}_1$ ) en los análisis modales automatizados y la idoneidad de los métodos superposición de fuerzas de diseño.

La carga de gravedad impulsa el aumento de los desplazamientos laterales a partir de las fuerzas laterales equivalentes. La norma requiere la carga de diseño vertical total, y la carga de diseño vertical más grande para la combinación con cargas sísmicas viene dada por la combinación 6 de la Sección 2.3.6, que se transforma en

$$\ddot{\gamma}_1.2 + 0.2SDSPD + 1.0L + 0.2S + 1.0E$$

donde el factor 1.0 en  $L$  es en realidad 0.5 para muchas ocupaciones comunes. La disposición de la Sección 12.8.7 permite que el factor de la carga muerta  $D$  se reduzca a 1,0 para el análisis P-delta bajo cargas sísmicas. No es necesario considerar la componente sísmica vertical para comprobar  $\ddot{\gamma}_{max}$ .

Como se explica en el comentario del Capítulo 2, los factores de 0,5 y 0,2 en  $L$  y  $S$ , respectivamente, tienen por objeto capturar los valores arbitrarios de un punto en el tiempo de esas cargas. El factor 1.0 da como resultado que el efecto de carga muerta esté bastante cerca de las mejores estimaciones del valor arbitrario de punto en el tiempo para la carga muerta.  $L$  se define en el Capítulo 4 de la norma para incluir la reducción de la carga viva basada en el área del piso. Muchos programas de computadora disponibles comercialmente no incluyen la reducción de la carga viva en el análisis estructural básico. En dichos programas, la reducción en vivo se aplica solo en la verificación de los criterios de diseño; esta diferencia resulta en un cálculo conservador con respecto al requisito de la norma.

El cortante de piso sísmico,  $Vx$  (de acuerdo con la Sección 12.8.4), usado para calcular  $\ddot{\gamma}$  incluye el Factor de Importancia,  $le$ . Además, la deriva de la historia del diseño,  $\ddot{\gamma}$  (de acuerdo con la Sección 12.8.6), no incluye este factor. Por lo tanto, se ha agregado  $le$  a la Ec. (12.8-16) para corregir una aparente omisión en ediciones anteriores de la norma. Sin embargo, la norma siempre ha requerido que  $Vx$  y  $\ddot{\gamma}$  utilizados en esta ecuación sean los que ocurren simultáneamente.

ecuación (12.8-17) establece el máximo coeficiente de estabilidad,  $\ddot{\gamma}_{max}$ , permitido. La intención de este requisito es proteger las estructuras de la posibilidad de inestabilidad provocada por la deformación residual posterior al terremoto. El peligro de tales fallas es real y no se puede eliminar con una sobrefuerza aparentemente disponible. Este problema es particularmente cierto en estructuras diseñadas en regiones de baja sismicidad.

Para el sistema idealizado que se muestra en la figura C12.8-7, suponga que el desplazamiento máximo es  $Cd\ddot{\gamma}_0$ . Suponiendo que la rigidez de descarga,  $Ku$ , es igual a la rigidez elástica,  $K0$ , el desplazamiento residual es

$$Cd \ddot{\gamma}^1 \ddot{\gamma}_0 \quad (C12.8-6)$$

Además, suponga que existe un factor de seguridad,  $FS$ , de 2 contra la inestabilidad en la deriva residual máxima,  $\ddot{\gamma}_r$ , máx. Evaluar los momentos de vuelco y de resistencia ( $F0 = V0$  en este ejemplo),

$$\text{P}_{\text{yr}, \text{máx}} = \frac{V_0}{V_{0y}} \text{ donde } \frac{V_0}{V_{0y}} = 1.0 \text{ y } \text{FS}$$

(C12.8-7)

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} \text{P}_{\text{yr}, \text{máx}} &= \frac{V_0}{V_{0y}} \text{ donde } \frac{V_0}{V_{0y}} = 1.0 \text{ y } \text{FS} \\ &= 0.5 \text{ y } \text{máx} = \frac{\text{y}}{\text{y}_1} \text{ Cd} \end{aligned} \quad (C12.8-8)$$

Supongamos conservadoramente que  $\text{y}_1 = 1$  y  $\text{y}_{\text{Cd}}$

$$\text{y}_{\text{máx}} = \frac{0.5}{0.25} \text{ y } \text{Cd} \quad (C12.8-9)$$

En las ecuaciones anteriores,

$\text{Cd}$  = el factor de amplificación de desplazamiento;

$\text{FS}$  = el factor de seguridad;

$\text{hsx}$  = la altura del piso (o la altura de la estructura en este ejemplo);

$P$  = la carga de gravedad total en un punto en el tiempo soportada por el estructura;

$V_0$  = la demanda de cortante de piso de primer orden;

$V_{0y}$  = límite elástico de primer orden del piso;

$\text{y}$  = la relación entre la demanda de corte y la capacidad de corte;  $\text{y}_0$  = la deriva lateral elástica del piso;  $\text{y}_r, \text{max}$  = la deriva resistente a la deriva de  $V_0$ ;  $\text{y}_{\text{máx}}$  = el coeficiente máximo

La norma requiere que el coeficiente de estabilidad calculado,  $\text{y}$ , no exceda 0.25 o  $0.5 \text{ y } \text{Cd}$ , donde  $\text{y } \text{Cd}$  es una demanda de ductilidad ajustada que tiene en cuenta la variación entre la demanda de resistencia del piso y la resistencia del piso suministrada. La demanda de fuerza de la historia es simplemente  $V_x$ . La resistencia del piso suministrada se puede calcular como el cortante en el piso que ocurre simultáneamente con el logro del desarrollo de la primera fluencia significativa de la estructura general. Para calcular la primera fluencia significativa, la estructura debe cargarse con un patrón de fuerza sísmica similar al utilizado para calcular la demanda de resistencia del piso y aumentar iterativamente hasta la primera fluencia. Alternativamente, un procedimiento simple y conservador es calcular la relación entre la demanda y la resistencia para cada miembro del sistema resistente a la fuerza sísmica en un piso particular y luego usar la relación más grande como  $\text{y}$ .

La razón principal para la inclusión de  $\text{y}$  es permitir un análisis más equitativo de aquellas estructuras en las que se proporciona una resistencia adicional sustancial, ya sea como resultado de la rigidez adicional para el control de la deriva, la resistencia al viento requerida por el código o simplemente como una característica de otros aspectos. del diseño Algunas estructuras poseen inherentemente más fuerza de la requerida, pero la inestabilidad no suele ser una preocupación. Para muchas estructuras flexibles, las proporciones de los miembros estructurales están controladas por los requisitos de deriva en lugar de los requisitos de resistencia; en consecuencia,  $\text{y}$  es menor que 1.0 porque los elementos proporcionados son más grandes y resistentes que lo requerido. Este método tiene el efecto de reducir el componente inelástico de la deriva sísmica total y, por lo tanto,  $\text{y}$  se coloca como un factor en  $\text{Cd}$ .

La evaluación precisa de  $\text{y}$  requeriría la consideración de todas las combinaciones de carga pertinentes para encontrar la relación máxima de demanda a capacidad causada por los efectos de la carga sísmica en cada miembro. Una simplificación conservadora es dividir la demanda total con efectos sísmicos incluidos entre la capacidad total; esta simplificación cubre todas las combinaciones de carga en las que los efectos de carga muerta y viva se suman a los efectos de carga sísmica. Si un elemento está controlado por una combinación de cargas donde la carga muerta contrarresta los efectos de la carga sísmica, para calcularse correctamente,  $\text{y}$  debe basarse

sólo en la componente sísmica, no en el total. La carga de gravedad,  $P$ , en el cálculo de  $P-\text{y}$  sería menor en tal circunstancia y, por lo tanto,  $\text{y}$  sería menor. Se debe considerar la importancia de la combinación de carga contrarrestante, pero rara vez controla la inestabilidad.

Aunque el procedimiento  $P-\text{y}$  en el estándar refleja una idealización estática simple, como se muestra en la figura C12.8-7, el verdadero problema es la estabilidad dinámica. Para evaluar adecuadamente los efectos de segundo orden durante un terremoto, se debe realizar un análisis de historial de respuesta no lineal que refleje la variabilidad de los movimientos del suelo y las propiedades del sistema, incluida la rigidez inicial, la rigidez de endurecimiento por deformación, la resistencia inicial, el comportamiento histerético y la magnitud del punto en el que se encuentran. carga de gravedad temporal,  $P$ . Desafortunadamente, la respuesta dinámica de las estructuras es muy sensible a dichos parámetros, lo que hace que aparezca una dispersión considerable en los resultados ([Vam vatsikos 2002](#)). Esta dispersión, que aumenta dramáticamente con el coeficiente de estabilidad  $\text{y}$ , es causada principalmente por las deformaciones residuales cada vez mayores (trinquete) que ocurren durante la respuesta. Las deformaciones residuales pueden controlarse aumentando la resistencia inicial o la rigidez secundaria. Gupta y Krawinkler ([2000](#)) brindan información adicional.

### C12.9 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL

C12.9.1 Análisis de espectro de respuesta modal. En el método de análisis de espectro de respuesta modal, la estructura se descompone en varios sistemas de un solo grado de libertad, cada uno con su propia forma de modo y período natural de vibración. El número de modos disponibles es igual al número de grados de libertad de masa de la estructura, por lo que el número de modos se puede reducir eliminando los grados de libertad de masa. Por ejemplo, se pueden usar restricciones de diafragma rígido para reducir el número de grados de libertad de masa a uno por piso para modelos planos y a tres por piso (dos traslaciones y rotación sobre el eje vertical) para estructuras tridimensionales. Sin embargo, cuando los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas tienen diferencias significativas en la rigidez lateral, los modelos de diafragma rígido deben usarse con precaución porque las deformaciones relativamente pequeñas del diafragma en el plano pueden tener un efecto significativo en la distribución de fuerzas.

Para una dirección de carga dada, el desplazamiento en cada modo se determina a partir de la correspondiente aceleración espectral, participación modal y forma del modo. Debido a que el signo (positivo o negativo) y el tiempo de ocurrencia de la máxima aceleración se pierden al crear un espectro de respuesta, no hay forma de recombinar exactamente las respuestas modales. Sin embargo, la combinación estadística de respuestas modales produce estimaciones razonablemente precisas de los desplazamientos y las fuerzas componentes. La pérdida de signos para las cantidades calculadas genera problemas en la interpretación de los resultados de las fuerzas cuando los efectos sísmicos se combinan con los efectos de la gravedad, producen fuerzas que no están en equilibrio y hacen imposible trazar las formas desviadas de la estructura.

C12.9.1.1 Número de Modos. La motivación clave para realizar un análisis de espectro de respuesta modal es determinar cómo la distribución real de masa y rigidez de una estructura afecta el elástico. desplazamientos y fuerzas en los miembros. Cuando al menos el 90% de la masa modal participa en la respuesta, la distribución de fuerzas y desplazamientos es suficiente para el diseño. El escalamiento requerido por la Sección 12.9.1.4 controla la magnitud general de los valores de diseño para que la participación masiva incompleta no produzca resultados no conservadores.

El número de modos necesarios para lograr una participación masiva modal del 90% suele ser una pequeña fracción del número total de modos. López y Cruz ([1996](#)) aportan más discusión sobre

el número de modos a utilizar para el análisis de espectro de respuesta modal.

En general, las disposiciones requieren un análisis modal para determinar todos los modos individuales de vibración, pero permiten que los modos con períodos menores o iguales a 0,05 s se traten colectivamente como un modo de respuesta único y rígido con un período asumido de 0,05 s. En general, los modos estructurales de interés para el diseño de edificios tienen períodos superiores a 0,05 s (frecuencias superiores a 20 Hz), y los registros sísmicos tienden a tener poca o ninguna energía a frecuencias superiores a 20 Hz. Por lo tanto, solo se espera una respuesta "rígida" para modos con frecuencias superiores a 20 Hz. Aunque no responde dinámicamente, la "masa residual" de los modos con frecuencias superiores a 20 Hz debe incluirse en el análisis para evitar la subestimación de las fuerzas de diseño del terremoto.

La sección 4.3 de ASCE 4 (ASCE 2000) proporciona fórmulas que pueden usarse para calcular las propiedades modales del modo de masa residual. Al usar las fórmulas de ASCE 4 para calcular las propiedades del modo de masa residual, la frecuencia de "corte" debe tomarse como 20 Hz y la aceleración espectral de respuesta a 20 Hz (0,05 s) debe asumirse para gobernar la respuesta de la masa residual. modo. Cabe señalar que las propiedades del modo de masa residual se derivan de las propiedades de los modos con frecuencias inferiores o iguales a 20 Hz, de modo que el análisis modal solo necesita determinar las propiedades de los modos de vibración con períodos superiores a 0,05 s (cuando el modo de masa residual se incluye en el análisis modal). La aceleración espectral de la respuesta de diseño a 0,05 s (20 Hz) debe determinarse utilizando la ecuación. (11.4-5) de este estándar donde el espectro de respuesta de diseño que se muestra en la Fig. 11.4-1 se utiliza para el análisis de diseño. Sustituyendo 0.05 s por T y 0.2Ts por T0 en la Ec. (11.4-5), se obtiene la aceleración espectral de respuesta en modo residual como  $Sa = SDS [0.4 \beta 0.15\bar{y}T_0]$ . La mayoría del software de análisis estructural lineal de propósito general tiene la capacidad de considerar modos de masa residual para cumplir con los requisitos existentes ASCE 4 (ASCE 2000).

La excepción permite excluir modos de vibración cuando ello daría como resultado una masa modal en cada dirección ortogonal de al menos el 90% de la masa real. Este enfoque se ha incluido en ASCE 7 (2003, 2010) durante muchos años y todavía se considera adecuado para la mayoría de las estructuras de edificios que normalmente no tienen una masa modal significativa en el rango de período muy corto.

**C12.9.1.2 Parámetros de Respuesta Modal.** El espectro de respuesta de diseño (ya sea el espectro general de la Sección 11.4.6 o un espectro específico del sitio determinado de acuerdo con la Sección 21.2) es representativo de las estructuras elásticas lineales. La división de las ordenadas espectrales por el coeficiente de modificación de respuesta, R, explica el comportamiento inelástico, y la multiplicación de las ordenadas espectrales por el factor de importancia, es decir, proporciona la fuerza adicional necesaria para mejorar el rendimiento de estructuras importantes. Los desplazamientos que se calculan usando el espectro de respuesta que ha sido modificado por R e le (para resistencia) deben ser amplificados por Cd y reducidos por le para producir los desplazamientos inelásticos esperados (consulte la Sección C12.8.6).

**C12.9.1.3 Parámetros de respuesta combinados.** La mayoría de los programas de computadora proporcionan el método SRSS o CQC (Wilson et al. 1981) de combinación modal. Los dos métodos son idénticos cuando se aplican a estructuras planas o cuando se especifica un amortiguamiento cero para el cálculo de los coeficientes intermodales en el método CQC. El amortiguamiento modal especificado en cada modo para el método CQC debe ser igual al nivel de amortiguamiento que se utilizó en el desarrollo del espectro de respuesta de diseño. Para el espectro de la Sección 11.4.6, la relación de amortiguamiento es 0.05.

El método SRSS o CQC se aplica a la carga en una dirección a la vez. Donde la Sección 12.5 requiere una consideración explícita de los efectos de las cargas ortogonales, los resultados de una

la dirección de la carga puede agregarse al 30% de los resultados de la carga en una dirección ortogonal. Wilson (2000) sugiere que un enfoque más preciso es usar el método SRSS para combinar el 100 % de los resultados de cada una de las dos direcciones ortogonales donde los resultados direccionales individuales han sido combinados por SRSS o CQC, según corresponda.

El método CQC4, modificado por ASCE 4 (1998), se especifica y es una alternativa al uso requerido del método CQC donde hay modos estrechamente espaciados con una correlación cruzada significativa de respuesta traslacional y torsional. El método CQC4 varía ligeramente del método CQC mediante el uso de un parámetro que fuerza una correlación en las respuestas modales donde están parcial o completamente en fase con el movimiento de entrada. Esta diferencia afecta principalmente a las estructuras con períodos fundamentales cortos, T, que tienen componentes significativos de respuesta que están en fase con el movimiento del suelo. En estos casos, el uso del método CQC puede no ser conservador. Se puede encontrar una descripción general de los diversos métodos de combinación de respuesta modal en la Comisión Reguladora Nuclear de EE . UU . (2012).

El método SRSS o CQC se aplica a la carga en una dirección a la vez. Cuando la Sección 12.5 requiera una consideración explícita de los efectos de la carga ortogonal, los resultados de una dirección de carga pueden agregarse al 30% de los resultados de la carga en una dirección ortogonal. Wilson (2000) sugiere que un enfoque más preciso es usar el método SRSS para combinar el 100 % de los resultados de cada una de las dos direcciones ortogonales donde los resultados direccionales individuales han sido combinados por SRSS o CQC, según corresponda. Menun y Der Kiureghian (1998) proponen un método alternativo, denominado CQC3, que proporciona la orientación crítica del terremoto en relación con la estructura.

Wilson (2000) ahora respalda el método CQC3 para combinar los resultados de análisis de múltiples componentes.

#### C12.9.1.4 Valores de diseño de escala de respuesta combinada.

El cortante base modal,  $V_t$ , puede ser menor que el cortante base ELF,  $V$ , porque: (a) el período fundamental calculado,  $T$ , puede ser más largo que el utilizado en el cálculo de  $V$ , (b) la respuesta no se caracteriza por un modo simple, o (c) el cortante base ELF asume una participación de masa del 100% en el primer modo, lo que siempre es una sobreestimación.

**C12.9.1.4.1 Escalamiento de Fuerzas.** El escalado requerido por la Sección 12.9.1.4.1 proporciona, en efecto, un cortante base mínimo para el diseño. Se proporciona este cortante base mínimo porque el período fundamental calculado puede ser el resultado de un modelo analítico demasiado flexible (incorrecto). Estudios recientes de desempeño de colapso de edificios, como los de FEMA P-695 (el proyecto ATC-63, 2009b), NIST GCR 10-917-8 (el proyecto ATC-76) y NIST GCR 12-917-20 (el proyecto ATC-63). -84 muestran que los diseños basados en el procedimiento ELF generalmente dan como resultado un mejor rendimiento de colapso que aquellos basados en el análisis de espectro de respuesta modal (MRSA) con la reducción del 15% en el corte base incluido. Además, muchos de los diseños que usaron MRSA escalado no lograron la probabilidad de colapso del 10 % objetivo dada la sacudida del suelo de MCE. Mientras que escalando al 100% del cortante base ELF y al 100% de las derivas asociadas con la ecuación. (12.8-6) no necesariamente logra el rendimiento de colapso previsto, da como resultado un rendimiento que está más cerca de los objetivos establecidos de este estándar.

**C12.9.1.4.2 Escalado de derivas.** Los desplazamientos del espectro de respuesta modal solo se escalan al cortante base ELF donde  $V_t$  es menor que  $CsW$  y  $Cs$  se determina en función de la ecuación. (12.8-6). Para todas las demás situaciones, no es necesario escalar los desplazamientos porque el uso de un modelo demasiado flexible dará como resultado estimaciones conservadoras de desplazamiento que no necesitan escalarse más. La razón por la que se requiere escalar cuando la Ec. (12.8-6)

controla que el cortante base mínimo sea consistente con los requisitos para los diseños basados en el procedimiento ELF.

C12.9.1.5 Distribución de cortante horizontal. Los efectos de torsión de acuerdo con la Sección 12.8.4 deben incluirse en el análisis del espectro de respuesta modal (MRSA) como se especifica en la Sección 12.9 al requerir el uso de los procedimientos de la Sección 12.8 para la determinación del cortante base sísmico, V. Hay dos enfoques para la consideración de la torsión accidental.

El primer enfoque sigue el procedimiento estático discutido en la Sección C12.8.4.2, donde las fuerzas laterales sísmicas totales obtenidas de MRSA, utilizando las ubicaciones calculadas de los centros de masa y rigidez, se aplican estáticamente en un punto artificial desplazado desde el centro de masa para calcular los momentos de torsión accidentales. La mayoría de los programas de computadora pueden automatizar este procedimiento para el análisis tridimensional. Alternativamente, los momentos de torsión pueden aplicarse estáticamente como casos de carga separados y agregarse a los resultados obtenidos de MRSA.

Debido a que este enfoque es una aproximación estática, la amplificación de la torsión accidental de acuerdo con la Sección 12.8.4.3 es requerido. MRSA da como resultado una única respuesta positiva, lo que inhibe la evaluación directa de la respuesta torsional. Un método para sortear este problema es determinar los desplazamientos máximo y promedio para cada modo que participa en la dirección que se está considerando y luego aplicar las reglas de combinación modal (principalmente el método CQC) para obtener los desplazamientos totales utilizados para verificar la irregularidad torsional y calcular la amplificación. factor de ción, Ax. El analista debe estar atento a cómo se incluye la torsión accidental para las respuestas modales individuales.

El segundo enfoque, que se aplica principalmente al análisis tridimensional, consiste en modificar las características dinámicas de la estructura de modo que se considere directamente la amplificación dinámica de la torsión accidental. Esta modificación se puede realizar, por ejemplo, ya sea reasignando la masa concentrada para cada piso y techo (diafragma rígido) a puntos alternos desplazados del centro de masa calculado inicialmente y modificando el momento de inercia de la masa, o reubicando físicamente el centro calculado inicialmente. de masa en cada piso y techo modificando la distribución de masa horizontal (típicamente se supone que está distribuida uniformemente). Este enfoque aumenta significativamente la demanda computacional porque tendrían que analizarse todas las configuraciones posibles, principalmente dos análisis adicionales para cada eje principal de la estructura. La ventaja de este enfoque es que los efectos dinámicos de la carga directa y la torsión accidental se evalúan automáticamente. Las desventajas prácticas son el aumento de la contabilidad necesaria para realizar un seguimiento de los análisis múltiples y los cálculos engorrosos de las propiedades de masa.

Cuando se utiliza este enfoque "dinámico", la amplificación de la torsión accidental de acuerdo con la Sección 12.8.4.3 no es necesaria. requerido porque el reposicionamiento del centro de masa aumenta el acoplamiento entre las respuestas modales torsionales y laterales, capturando directamente la amplificación de la torsión accidental.

La mayoría de los programas de computadora que incluyen torsión accidental en un MRSA lo hacen de forma estática (primer enfoque discutido anteriormente) y no cambian físicamente el centro de masa. El diseñador debe conocer la metodología utilizada para considerar la torsión accidental en el programa de computadora seleccionado.

C12.9.1.6 Efectos P-Delta. Los requisitos de la Sección 12.8.7, incluido el límite del coeficiente de estabilidad,  $\dot{\gamma}_{max}$ , se aplican al análisis de espectro de respuesta modal.

C12.9.1.7 Reducción de la interacción suelo-estructura. El estandar permite incluir los efectos de la interacción suelo-estructura (SSI) en un análisis de espectro de respuesta modal de acuerdo con el Capítulo 19. El mayor uso del análisis modal para el diseño proviene de la computadora

programas de análisis que realizan automáticamente dicho análisis.

Sin embargo, los programas comerciales comunes no brindan a los analistas la capacidad de personalizar los parámetros de respuesta modal. Este problema dificulta la capacidad de incluir efectos SSI en un análisis modal automatizado.

C12.9.1.8 Modelado Estructural. Usando software moderno, a menudo es más difícil descomponer una estructura en modelos planos que desarrollar un modelo tridimensional completo.

Como resultado, los modelos tridimensionales ahora son comunes. La mayor eficiencia computacional también permite un modelado eficiente de la flexibilidad del diafragma. Como resultado, cuando se utiliza el análisis de espectro de respuesta modal, se requiere un modelo tridimensional para todas las estructuras, incluidas aquellas con diafragmas que pueden designarse como flexibles.

#### C12.9.2 Análisis del historial de respuesta lineal C12.9.2.1

Requisitos generales. El método de análisis de historial de respuesta lineal (LRH) proporcionado en esta sección pretende ser una alternativa al método de análisis de espectro de respuesta modal (MRS). La motivación principal para proporcionar el método de análisis LRH es que los signos (momentos de flexión positivos-negativos, fuerzas de arriostramiento de tensión-compresión) se conservan, mientras que se pierden al formar la combinación SRSS y CQC en el análisis MRS.

Es importante tener en cuenta que, al igual que el procedimiento ELF y el método de análisis MRS, el método de análisis LRH se utiliza como base para el diseño estructural y no para predecir cómo responderá la estructura a un movimiento del suelo dado. Por lo tanto, en el método proporcionado en esta sección, se utilizan movimientos de suelo con correspondencia de espectro en lugar de movimientos escalados en amplitud. El análisis se puede realizar usando superposición modal, o mediante el análisis de las ecuaciones de movimiento totalmente acopladas (a menudo denominado análisis de historial de respuesta de integración directa).

Como se discutió en la Sección 12.9.2.3, el método de análisis LRH requiere el uso de tres conjuntos de movimientos del terreno, con dos componentes ortogonales en cada conjunto. Luego, estos movimientos se modifican de manera que los espectros de respuesta de los movimientos modificados coincidan estrechamente con la forma del espectro de respuesta del objetivo. Por lo tanto, la respuesta máxima calculada en cada modo es virtualmente idéntica al valor obtenido del espectro de respuesta objetivo.

La única diferencia entre el método de análisis MRS y el método de análisis LRH (tal como se desarrolló en esta sección utilizando los movimientos del suelo con ajuste de espectro) es que en el método de análisis MRS, la respuesta del sistema se calcula mediante una combinación estadística (SRSS o CQC) de las respuestas modales y en el método de análisis LRH, la respuesta del sistema se obtiene mediante la adición directa de respuestas modales o mediante la solución simultánea del conjunto completo de ecuaciones de movimiento.

#### C12.9.2.2 Generalidades

Requisitos de modelado. Se requiere modelado tridimensional (3D) para cumplir con los requisitos de torsión accidental e inherente de la Sección 12.9.2.2.

C12.9.2.2.1 Efectos P-Delta. Se requiere un análisis estático para determinar los coeficientes de estabilidad utilizando la ecuación. (12.8-17). Por lo general, el modelo matemático utilizado para calcular la cantidad  $\dot{\gamma}$  en la ecuación. (12.8-16) no incluye directamente los efectos P-delta. Sin embargo, la Sección 12.8.7 proporciona una metodología para verificar el cumplimiento del límite  $\dot{\gamma}_{max}$  donde los efectos P-delta se incluyen directamente en el modelo. Para el análisis dinámico, una modificación ex post facto de los resultados de un análisis que no incluye efectos P-delta a uno que incluye (aproximadamente) dichos efectos no es racional.

Dado que prácticamente todo el software que realiza análisis de historial de respuesta lineal tiene la capacidad de incluir directamente efectos P-delta, se requiere que los efectos P-delta se incluyan en todos

análisis, incluso cuando la relación de estabilidad máxima en cualquier nivel es inferior a 0,1. La inclusión de tales efectos provoca un alargamiento del período de vibración de la estructura, y este período debe utilizarse para establecer el rango de períodos para la adaptación del espectro (Sección 12.9.2.3.1) y para seleccionar el número de modos a incluir en la respuesta (Sección 12.9.2.2.4).

Si bien el efecto P-delta es esencialmente un fenómeno no lineal (la rigidez depende de los desplazamientos y los desplazamientos dependen de la rigidez), tales efectos a menudo se "linealizan" al formar una matriz de rigidez geométrica constante que se crea a partir de las fuerzas de los miembros generadas a partir de un análisis de carga de gravedad inicial. ([Wilson y Habibullah 1987; Wilson 2004](#)). Este enfoque funciona tanto para el método de superposición modal como para el método de análisis directo.

Sin embargo, se observa que hay algunas aproximaciones en este método, principalmente la forma en que se maneja el componente torsional global de los efectos P-delta. El método tiene suficiente precisión en el análisis en el que los materiales siguen siendo elásticos. Cuando se utiliza la integración directa, se puede calcular una respuesta más precisa actualizando iterativamente la rigidez geométrica en cada paso de tiempo o satisfaciendo iterativamente el equilibrio sobre la configuración deformada. En cualquier caso, el análisis es de hecho "no lineal", pero se considera como un análisis lineal en la Sección 12.9.2 porque las propiedades del material siguen siendo lineales.

Para los modelos 3D, es importante utilizar una distribución espacial realista de las cargas de gravedad porque dicha distribución es necesaria para capturar los efectos P-delta torsionales.

C12.9.2.2.2 Torsión Accidental. No es necesario aplicar el desplazamiento requerido del 5% del centro de masa en ambas direcciones ortogonales al mismo tiempo. Se requiere el modelado directo de la torsión accidental mediante el desplazamiento del centro de masa para conservar los signos (momentos de flexión positivos-negativos, fuerzas de tensión-compresión en los tirantes). Además de los cuatro modelos matemáticos con compensaciones de masa, también se debe preparar un quinto modelo sin torsión accidental (que incluya solo la torsión inherente). El modelo sin torsión accidental es necesario como base para

escalando los resultados como se requiere en la Sección 12.9.2.5. Aunque no es un requisito del método de análisis LRH, el analista también puede comparar las características modales (períodos, formas modales) con los sistemas con y sin excentricidad de masa accidental para medir la sensibilidad de la estructura a la respuesta torsional accidental.

C12.9.2.2.3 Modelado de cimientos. La flexibilidad de los cimientos puede incluirse en el análisis. Cuando se utilice tal modelado, se deben cumplir los requisitos de la Sección 12.13.3. Puede encontrar orientación adicional sobre el modelado de los efectos de los cimientos en Análisis estructural no lineal para el diseño sísmico: una guía para ingenieros en ejercicio ([NIST 2010](#)).

C12.9.2.2.4 Número de modos a incluir en el análisis de historial de respuesta modal. Cuando se utiliza el análisis de historial de respuesta modal, es común analizar solo un subconjunto de los modos. En el pasado, el número de modos a analizar ha sido determinado de tal manera que un mínimo del 90% de la masa efectiva en cada dirección es

capturado en la respuesta. Un procedimiento alternativo que produce una participación del 100% de la masa efectiva es representar todos los modos con períodos menores a 0.05 s en un solo modo de cuerpo rígido con un período de 0.05 s. En el análisis directo, la cuestión del número de modos a incluir no surge porque la respuesta del sistema se calcula sin descomposición modal.

Un ejemplo de una situación donde sería difícil obtener el 90% de la masa en un número razonable de modos se reporta en el Capítulo 4 de FEMA P-751 ([2013](#)), que presenta el análisis dinámico de un edificio de 12 pisos sobre un Sótano de 1 piso. Cuando se excluyeron del modelo las paredes del sótano y el diafragma a nivel de grado, 12 modos fueron suficientes para capturar el 90% de la

masa efectiva. Cuando el sótano se modeló como un primer piso rígido, se necesitaron más de 120 modos para capturar el 90 % de la masa total (incluido el sótano y el diafragma a nivel del suelo).

En la discusión del Capítulo 4 se observa que cuando se modeló la estructura completa y solo se usaron 12 modos, las fuerzas de los miembros y las deformaciones del sistema obtenidas fueron virtualmente idénticas a las obtenidas cuando se usaron 12 modos para el sistema de base fija (modelado sin el podio).

Si se usa el análisis de historial de respuesta modal y se desea usar un modelo matemático que incluya un podio rígido, podría ser beneficioso usar vectores Ritz en lugar de vectores propios ([Wilson 2004](#)). Otro enfoque es el uso del "método de corrección estática", en el que las respuestas de los modos superiores se determinan mediante un análisis estático en lugar de un análisis dinámico ([Chopra 2007](#)). El requisito de la Sección 12.9.2.2.4 de incluir todos los modos con períodos inferiores a 0,05 s como modo de cuerpo rígido es, de hecho, una implementación del método de corrección estática.

C12.9.2.2.5 Amortiguación. Cuando se utiliza el análisis de superposición modal, debe especificarse un 5 % de amortiguamiento para cada modo porque es igual al amortiguamiento utilizado en el desarrollo del espectro de respuesta especificado en la Sección 11.4.6 y en la Sección 21.1.3. Cuando se usa el análisis directo, es posible, pero no común, formar una matriz de amortiguamiento que proporcione un amortiguamiento uniforme en todos los modos ([Wilson y Penzien 1972](#)). Es más común usar una matriz de amortiguamiento proporcional a la masa y la rigidez (es decir, amortiguamiento de Rayleigh), pero cuando se hace esto, la relación de amortiguamiento se puede especificar en solo dos períodos. Las relaciones de amortiguamiento en otros períodos dependen de las constantes de proporcionalidad de masa y rigidez. En períodos asociados con modos más altos, las relaciones de amortiguamiento pueden llegar a ser excesivas, amortiguando de manera efectiva importantes modos de respuesta. Para controlar este efecto, la Sección 12.9.2.2.5 requiere que el amortiguamiento en todos los modos incluidos (con períodos tan bajos como Tlower) sea menor o igual al 5% crítico.

### C12.9.2.3 Selección y modificación del movimiento terrestre.

La coincidencia del espectro de respuesta (también llamada coincidencia espectral) es la escala no uniforme de un movimiento del suelo real o artificial de modo que su espectro de respuesta de pseudoaceleración coincida estrechamente con un espectro objetivo. En la mayoría de los casos, el espectro objetivo es el mismo espectro que se usa para escalar los movimientos terrestres reales registrados (es decir, el espectro de diseño ASCE 7). La coincidencia espectral se puede contrastar con la escala de amplitud, en la que se aplica un factor de escala uniforme al movimiento del suelo. La principal ventaja de la coincidencia espectral es que se pueden usar menos movimientos del suelo, en comparación con el escalado de amplitud, para llegar a una estimación aceptable de la respuesta media, como se recomienda en NIST GCR 11-918-15 ([NIST 2011](#)). La figura C12.9-1(a) muestra los espectros de respuesta de dos movimientos del suelo que han sido emparejados espectralmente, y la figura C12.9-1(b) muestra los espectros de respuesta de los movimientos del suelo originales. En ambos casos, los movimientos del suelo se normalizan para coincidir con el espectro de respuesta del objetivo en un período de 1,10 s. Claramente, los dos registros escalados en amplitud darán como resultado respuestas significativamente diferentes, mientras que el análisis que utiliza los registros de espectro coincidente será similar. Sin embargo, como se describe más adelante, existe suficiente variación en la respuesta al usar registros de espectro coincidente como para requerir el uso de más de un registro en el análisis del historial de respuestas.

Hay una variedad de métodos disponibles para la coincidencia de espectro, y se remite al lector a Hancock et al. ([2006](#)) para más detalles. Grant y Diaferia ([2012](#)) proporcionan información adicional sobre el uso de movimientos terrestres con correspondencia de espectro en el análisis del historial de respuesta.

C12.9.2.3.1 Procedimiento para Adaptación de Espectro. La experiencia con la coincidencia de espectro ha indicado que es más fácil obtener una buena coincidencia cuando el período de coincidencia se extiende más allá del rango de período de

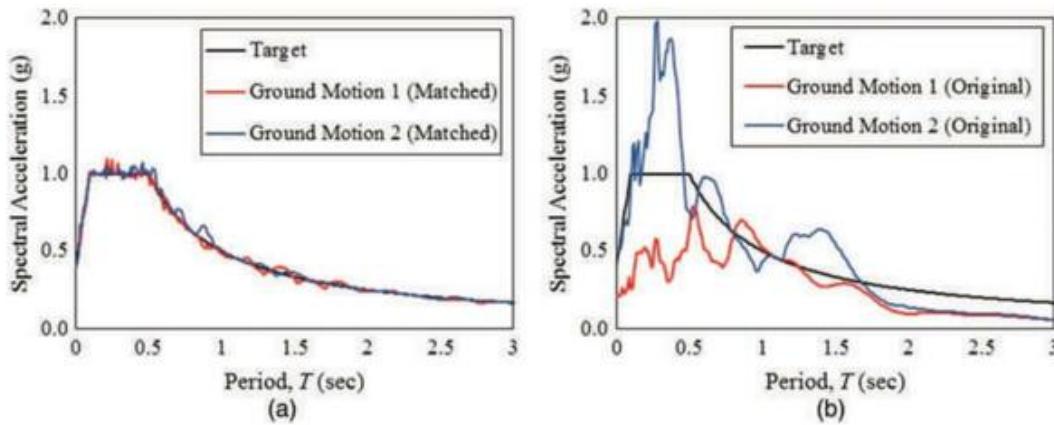


FIGURA C12.9-1. Coincidencia espectral frente a espectros de respuesta escalados en amplitud

interesar. Es por esta razón que se requiere la coincidencia de espectro en el rango  $0.8T_{\text{inferior}} \text{ a } 1.2T_{\text{upper}}$ . A los efectos de esta sección, se define una buena coincidencia cuando las ordenadas del promedio (media aritmética) del espectro de aceleración calculado a partir de los registros coincidentes en cada dirección no cae por encima o por debajo del espectro objetivo en más del 10% durante el intervalo de tiempo de interés.

#### C12.9.2.4 Aplicación de Historiales de Aceleración del Terreno.

Una de las ventajas del análisis del historial de respuesta lineal es que los análisis de las cargas de gravedad y de la sacudida del suelo pueden calcularse por separado y luego combinarse de acuerdo con la Sección 12.4.2. Cuando el análisis del historial de respuesta lineal se realice de acuerdo con la Sección 12.9.2, se requiere que cada dirección de respuesta para cada movimiento del suelo se calcule de forma independiente. Este requisito se basa en la necesidad de aplicar diferentes factores de escala en las dos direcciones ortogonales. Se requieren análisis con y sin torsión accidental para cada movimiento del suelo. Por lo tanto, el número total de historiales de respuesta que deben calcularse es 18.

(Para cada movimiento del suelo, se necesita un análisis en cada dirección sin excentricidad de masa, y se necesitan dos análisis en cada dirección para tener en cuenta la torsión accidental. Estos seis casos multiplicados por tres movimientos de tierra dan 18 análisis requeridos.)

#### C12.9.2.5 Modificación de Respuesta para Diseño. Las respuestas dinámicas calculadas utilizando movimientos de espectro coincidente son respuestas elásticas y deben modificarse para un comportamiento inelástico.

Para cantidades basadas en fuerzas, el cortante base de diseño calculado a partir del análisis dinámico no debe ser menor que el cortante base calculado utilizando el procedimiento de fuerza lateral equivalente. Los factores  $\gamma_X$  y  $\gamma_Y$ , calculados en la Sección 12.9.2.5.2, cumplen ese propósito. Luego, las respuestas de fuerza deben multiplicarse por le y dividirse por R. Esta modificación, junto con la aplicación de los factores de escala ELF, se logra en la Sección 12.9.2.5.3.

Para cantidades de base de desplazamiento, no es necesario normalizar a ELF, y las cantidades de historial de respuesta calculadas solo deben multiplicarse por el  $C_d/\gamma_R$  apropiado en la dirección de interés. Este paso se realiza en la Sección 12.9.2.5.4.

Mientras que la torsión accidental no se requiere para determinar el cortante base elástico máximo, que se usa solo para determinar la escala requerida del cortante base, se requiere para todos los análisis que se usan para determinar los desplazamientos de diseño y las fuerzas de los miembros.

#### C12.9.2.6 Envoltorio de cantidades de respuesta de fuerza. Las fuerzas utilizadas en el diseño son la envoltura de las fuerzas calculadas a partir de todos los análisis. Así, para una ristra, se obtienen las máximas fuerzas de tracción y de compresión. Para una columna de viga, los valores envolventes de la fuerza axial y los valores envolventes de

se obtienen momentos flectores, pero es probable que estas acciones no ocurran al mismo tiempo, y usar estos valores para verificar la capacidad de los miembros no es racional. El enfoque preferido es registrar las historias de las fuerzas axiales y los momentos de flexión, y trazar sus trayectorias junto con el diagrama de interacción del elemento. Si todos los puntos del trazo de la fuerza caen dentro del diagrama de interacción, para todos los movimientos del suelo analizados, el diseño es suficiente.

Una alternativa es registrar los historiales de relación entre la demanda y la capacidad de los miembros (también llamados historiales de relación de uso) y basar la verificación del diseño en la envoltura de estos valores.

### C12.10 DIAFRAGMAS, ACORDES Y COLECTORES

Esta sección permite elegir el diseño del diafragma de acuerdo con las disposiciones de las Secciones 12.10.1 y 12.10.2 o las nuevas disposiciones de la Sección 12.10.3. La Sección 12.10.3 es obligatoria para diafragmas de hormigón prefabricado en edificios asignados a SDC C, D, E o F y es opcional para diafragmas de hormigón prefabricado en edificios SDC B, diafragmas de hormigón colado in situ y diafragmas de madera. El uso obligatorio requerido de la Sección 12.10.3 para sistemas de diafragma prefabricado en edificios SDC C a F se basa en investigaciones recientes que indican que, de esta manera, se puede lograr un mejor desempeño sísmico. Muchos sistemas de diafragma convencionales diseñados de acuerdo con las Secciones 12.10.1 y 12.10.2 han funcionado adecuadamente. El uso continuado de las Secciones 12.10.1 y 12.10.2 se considera razonable para sistemas de diafragma distintos de aquellos para los que se exige la Sección 12.10.3.

**C12.10.1 Diseño de diafragma.** Los diafragmas generalmente se tratan como vigas profundas horizontales o armaduras que distribuyen las fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema resistente a las fuerzas sísmicas. Como vigas de gran altura, los diafragmas deben diseñarse para resistir los esfuerzos cortantes y de flexión resultantes. Los diafragmas se comparan comúnmente con las vigas, con la cubierta del techo o del piso análoga al alma de la viga para resistir el cortante, y los elementos de contorno (cuerdas) análogos a las alas de la viga para resistir la tracción y compresión por flexión. Al igual que en el diseño de vigas, los miembros del cordón (alas) deben estar lo suficientemente conectados al cuerpo del diafragma (alma) para evitar la separación y obligar al diafragma a trabajar como una sola unidad.

Los diafragmas pueden considerarse flexibles, semirrígidos o rígidos. La flexibilidad o rigidez del diafragma determina cómo se distribuyen las fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas (consulte la Sección C12.3.1). Una vez que se determina la distribución de las fuerzas laterales, se utilizan diagramas de cortante y momento para calcular las fuerzas cortantes y de cuerda del diafragma. Cuando los diafragmas no sean flexibles, se debe considerar la torsión inherente y accidental de acuerdo con la Sección 12.8.4.

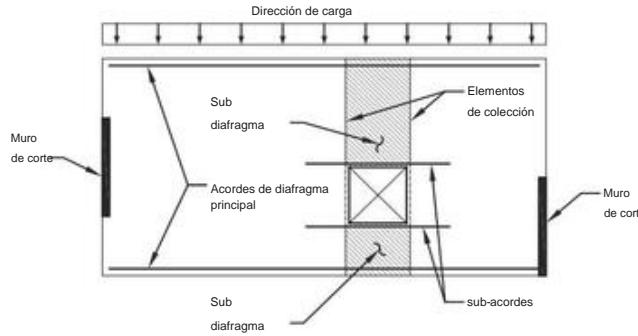


FIGURA C12.10-1 Diafragma con una abertura

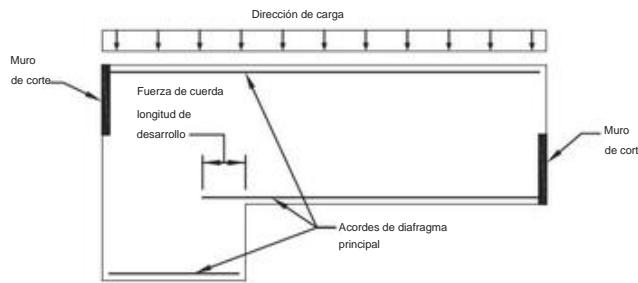


FIGURA C12.10-2 Diafragma con una esquina reentrante

Las aberturas del diafragma pueden requerir refuerzo localizado adicional (subcuerdas y colectores) para resistir las fuerzas de la cuerda del subdiafragma por encima y por debajo de la abertura y para acumular fuerzas de corte donde se reduce la profundidad del diafragma (Fig. C12.10-1).

Los colectores a cada lado de la abertura arrastran la cizalla hacia los subdiafragmas por encima y por debajo de la abertura. El subcordón y el refuerzo del colector deben extenderse lo suficiente en el diafragma adyacente para desarrollar la fuerza axial a través de la transferencia de cortante. La longitud de desarrollo requerida se determina dividiendo la fuerza axial en la subcuerda por la capacidad de corte (en fuerza/unidad de longitud) del diafragma principal.

El refuerzo de cuerdas en las esquinas entrantes debe extenderse mucho suficiente en el diafragma principal para desarrollar la fuerza de cuerda a través de la transferencia de cortante (Fig. C12.10-2). También se debe considerar la continuidad de los miembros del cordón cuando la profundidad del diafragma no es constante.

En el diseño de diafragmas de cubiertas de madera y metal, los elementos estructurales se utilizan a menudo como elementos de continuidad, sirviendo como subcordones y elementos colectores en las discontinuidades. Estos miembros de continuidad también se usan a menudo para transferir fuerzas fuera del plano de la pared al diafragma principal, donde el diafragma mismo no tiene la capacidad de resistir la fuerza de anclaje directamente. Para una discusión adicional, consulte las Secciones C12.11.2.2.3 y C12.11.2.2.4.

**C12.10.1.1 Fuerzas de diseño del diafragma.** Los diafragmas deben estar diseñados para resistir las fuerzas de inercia, como se especifica en la ecuación. (12.10-1), y para transferir fuerzas sísmicas de diseño causadas por desplazamientos horizontales o cambios en la rigidez de los elementos resistentes verticales. Las fuerzas de inercia son aquellas fuerzas sísmicas que se originan en el nivel de diafragma especificado, mientras que las fuerzas de transferencia se originan por encima del nivel de diafragma especificado. El factor de redundancia,  $\gamma$ , utilizado para el diseño de los elementos resistentes a fuerzas sísmicas también se aplica a las fuerzas de transferencia del diafragma, completando así

**C12.10.2.1 Elementos colectores que requieren combinaciones de carga,** incluida la sobrerresistencia para las categorías de diseño sísmico C a F. El requisito de sobrerresistencia de esta sección es

destinado a mantener un comportamiento inelástico en los elementos dúctiles del sistema resistente a la fuerza sísmica (consistente con el coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ ) en lugar de en los elementos colectores.

**C12.10.3 Provisiones de Diseño Alternativo para Diafragmas, Incluidos Cordones y Colectores.** Las disposiciones de la Sección 12.10.3 son obligatorias para diafragmas de hormigón prefabricado en edificios asignados a SDC C, D, E o F y se ofrecen como una alternativa a las de las Secciones 12.10.1 y 12.10.2 para otros diafragmas de hormigón prefabricado, diafragmas de hormigón moldeados en el lugar y diafragmas revestidos de madera sostenidos por estructuras de madera. Los diafragmas diseñados por las Secciones 12.10.1 y 12.10.2 generalmente se han desempeñado adecuadamente en terremotos pasados.

Sin embargo, el nivel de la fuerza de diseño del diafragma de las Secciones 12.10.1 y 12.10.2 puede no asegurar que los diafragmas tengan suficiente resistencia y ductilidad para movilizar el comportamiento inelástico de los elementos verticales del sistema resistente a la fuerza sísmica. Los resultados analíticos y experimentales muestran que las fuerzas reales del diafragma sobre gran parte de la altura de una estructura durante el sismo de nivel de diseño pueden ser significativamente mayores que las de las Secciones 12.10.1 y 12.10.2, particularmente cuando la respuesta del diafragma es casi elástica. Existen factores específicos del material que están relacionados con la sobrerresistencia y la capacidad de deformación que pueden explicar el desempeño adecuado del diafragma en terremotos pasados. Las disposiciones de la Sección 12.10.3 consideran tanto las fuerzas significativamente mayores observadas en los diafragmas casi elásticos como la sobrerresistencia anticipada y la capacidad de deformación de los diafragmas, lo que da como resultado una distribución mejorada de la resistencia del diafragma sobre la altura de los edificios y entre edificios con diferentes tipos de Sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.

Con base en datos experimentales y analíticos y observaciones del desempeño de edificios en terremotos pasados, se justifican cambios en los procedimientos de las Secciones 12.10.1 y 12.10.2 para algunos tipos de diafragmas y para algunas ubicaciones dentro de las estructuras. Los ejemplos incluyen los grandes diafragmas en algunos estacionamientos.

La sección 12.10.3, artículo 1, nota b al pie de página de la tabla 12.2-1 permite la reducción del valor de  $\gamma_0$  para estructuras con diafragmas flexibles. El  $\gamma_0$  reducido da como resultado fuerzas de diafragma más bajas, lo que no es consistente con las observaciones experimentales y analíticas. La justificación de la nota b al pie de página no es evidente; por lo tanto, para evitar la inconsistencia, la reducción se elimina al usar las disposiciones de diseño de la Sección 12.10.3.

**Sección 12.10.3, artículo 2:** La disposición de la Sección 12.3.3.4 de ASCE 7-10 que requiere un aumento del 25 % en las fuerzas de diseño para ciertos elementos de diafragma en edificios con varias irregularidades enumeradas se elimina cuando se usan las disposiciones de diseño de la Sección 12.10.3 porque el diafragma EI nivel de fuerza de diseño en esta sección se basa en una evaluación realista del comportamiento anticipado del diafragma. Según las disposiciones de diseño de las Secciones 12.10.1 y 12.10.2, el aumento del 25 % se reemplaza invariablemente por el requisito de amplificar las fuerzas sísmicas de diseño para ciertos elementos de diafragma en  $\gamma_0$ ; la única excepción son los diafragmas de madera, que están exentos del multiplicador de  $\gamma_0$ .

**Sección 12.10.3, elementos 3 y 4:** La Sección 12.10.3.2 proporciona fuerzas de diseño sísmico realistas para diafragmas. La Sección 12.10.3.4 requiere que los colectores de diafragma se diseñen para 1,5 veces el nivel de fuerza utilizado para el corte y la flexión en el plano del diafragma. En base a estas fuerzas, el uso de un factor  $\gamma$  mayor que uno para el diseño del colector no es necesario y penalizaría demasiado los diseños. El valor unitario del factor de redundancia se mantiene para los diafragmas diseñados por el nivel de fuerza dado en las Secciones 12.10.1 y 12.10.2. Este valor se refleja en la eliminación del artículo 7 y la adición de diafragmas al artículo 5. Para los diafragmas de transferencia, consulte la Sección 12.10.3.

C12.10.3.1 Diseño. Esta disposición es una reescritura de ASCE 7-10, Secciones 12.10.1 y 12.10.2. La frase "diafragmas que incluyen cuerdas, colectores y sus conexiones a los elementos verticales" se usa consistentemente a lo largo de las disposiciones añadidas o modificadas, para enfatizar que sus disposiciones se aplican a todas las partes de un diafragma. También se enfatiza que el diafragma debe diseñarse para movimientos en dos direcciones ortogonales.

C12.10.3.2 Fuerzas sísmicas de diseño para diafragmas, incluidos cordones y colectores. ecuación (12.10-4) hace que la fuerza sísmica de diseño del diafragma sea igual al peso tributario del diafragma,  $w_{px}$ , multiplicado por un coeficiente de aceleración de diseño del diafragma,  $C_{px}$ , dividido por un factor de reducción de la fuerza de diseño del diafragma,  $R_s$ , que depende del material y cuyo fondo se da en la Sección C12.10.3.5. Los antecedentes del coeficiente de aceleración de diseño del diafragma,  $C_{px}$ , se dan a continuación.

El coeficiente de aceleración de diseño del diafragma a cualquier altura del edificio se puede determinar a partir de la interpolación lineal, como se indica en la figura 12.10-2.

El coeficiente de aceleración de diseño del diafragma en la base del edificio,  $C_{p0}$ , es igual a la aceleración máxima del suelo consistente con el espectro de respuesta de diseño en ASCE 7-10, Sección 11.4.5, multiplicado por el factor de importancia  $I_e$ . Tenga en cuenta que el término 0.4SDS se puede calcular a partir de la ecuación. (11.4-5) haciendo  $T = 0$ .

El coeficiente de aceleración de diseño del diafragma al 80% de la altura estructural,  $C_{pi}$ , dado por las Ecs. (12.10-8) y (12.10-9), refleja la observación de que aproximadamente a esta altura, las aceleraciones del piso son en gran parte, pero no únicamente, contribuidas por el primer modo de respuesta. En un intento de proporcionar una ecuación de diseño simple, el coeficiente  $C_{pi}$  se formuló como una función del coeficiente de cortante base de diseño,  $C_s$ , de ASCE 7-10, que puede determinarse a partir del análisis estático equivalente o el análisis de espectro de respuesta modal de la estructura. Nótese que  $C_s$  incluye una reducción por el factor de modificación de respuesta,  $R$ , del sistema resistente a fuerzas sísmicas. Se magnifica nuevamente por el factor de sobreresistencia,  $\hat{y}_0$ , del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas porque la sobreresistencia generará fuerzas de primer modo más altas en el diafragma. En muchos sistemas laterales, al 80% de la altura del edificio, la contribución del segundo modo es insignificante durante la respuesta lineal, y durante la respuesta no lineal suele ser pequeña, aunque no despreciable. En reconocimiento de esta observación, el coeficiente de diseño sísmico del diafragma a esta altura se ha hecho una función del primer modo de respuesta solamente, y la contribución de este modo se ha factorizado por  $0.9\hat{y}_{m1}$  como un valor ponderado entre las contribuciones en el primer modo, modo altura efectiva (aproximadamente 2/3 de la altura del edificio) y la altura del edificio.

Los sistemas que hacen uso de factores  $R$  altos, como pandeo, pórticos arriostrados restringidos (BRBF) y pórticos resistentes a momento (MRF), muestran que en los pisos inferiores los modos más altos se suman a las aceleraciones, mientras que la contribución del primer modo es mínimo. Por esta razón, el coeficiente  $C_{pi}$  necesita tener un límite inferior. Se ha elegido un límite de  $C_{p0}$ ; hace que los coeficientes de aceleración del piso inferior sean independientes de  $R$ . Es poco probable que los sistemas de muros se vean afectados por este límite inferior de  $C_{pi}$ .

A la altura estructural,  $h_n$ , el coeficiente de aceleración de diseño del diafragma,  $C_{pn}$ , dado por la ecuación. (12.10-7), refleja la influencia del primer modo, amplificado por la sobreresistencia del sistema, y de los modos superiores sin amplificación sobre la aceleración del piso a esta altura. Los términos individuales se combinan utilizando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. La amplificación de sobreresistencia del primer modo reconoce que la ocurrencia de un mecanismo inelástico en el primer modo es un evento anticipado bajo el sismo de diseño, mientras que los mecanismos inelásticos causados por el comportamiento del modo superior no se anticipan. El coeficiente de respuesta sísmica de modo superior,  $C_{s2}$ , se calcula como el menor de los valores dados por las Ecs. (12.10-10), (12.10-11) y (12.10-12a) o (12.10-12b).

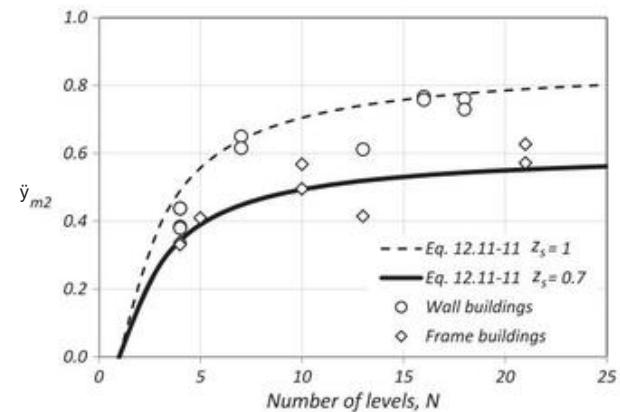
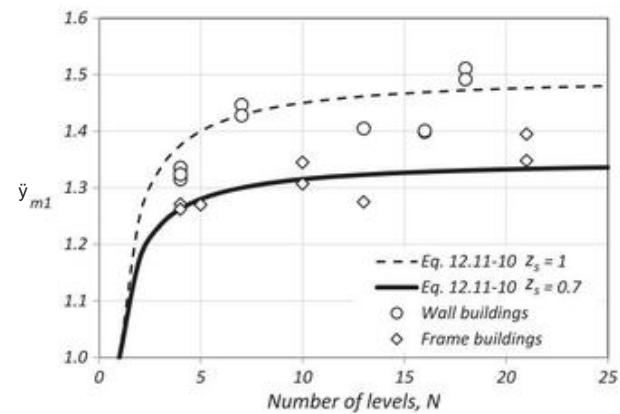


FIGURA C12.10-3 Comparación de los factores  $\hat{y}_{m1}$  y  $\hat{y}_{m2}$  obtenidos de modelos analíticos y estructuras reales con los predichos por las ecuaciones. (12.10-13) y (12.10-14)

Estas cuatro ecuaciones consideran que los períodos de los modos superiores que contribuyen a la aceleración del piso pueden estar en la rama ascendente, constante o primera descendente del espectro de respuesta de diseño que se muestra en ASCE 7-10, Fig. 11.4-1. Se advierte a los usuarios que no extraigan modos superiores de su análisis modal de edificios y los utilicen en lugar del procedimiento presentado en la Sección 12.10.3.2.1 porque la contribución del modo superior a las aceleraciones del piso puede provenir de varios modos, en particular cuando hay un movimiento lateral-acoplamiento torsional de los modos.

Tenga en cuenta que la ecuación. (12.10-7) hace uso del factor de contribución modal definido aquí como la forma modal ordenada a la altura del edificio por el factor de participación modal y se define de forma única para cada modo de respuesta (Chopra 1995). Se compiló una base de datos de edificios para obtener ecuaciones aproximadas para los factores de contribución del primer modo y del modo superior. Los modos de traslación primero y segundo, tal como se entienden en el contexto del análisis modal bidimensional, se extrajeron de las formas modales obtenidas del análisis modal tridimensional al considerar las ordenadas modales en el centro de masa. Estos edificios tenían diversos sistemas laterales y el número de pisos oscilaba entre 3 y 23. Ecs. (12.10-13) y (12.10-14) se calibraron empíricamente a partir de modelos bidimensionales simples de edificios realistas tipo marco y tipo muro y luego se compararon con datos extraídos de la base de datos (Fig. C12.10-3). En la ecuación. (12.10-7), se requiere que  $C_{pn}$  sea menor que  $C_{pi}$ , según el juicio, para eliminar instancias donde la aceleración de diseño al nivel del techo podría ser menor que la de  $0.8hn$ . Este límite afectará particularmente a los sistemas de bajo  $Z_s$  como los BRBF.

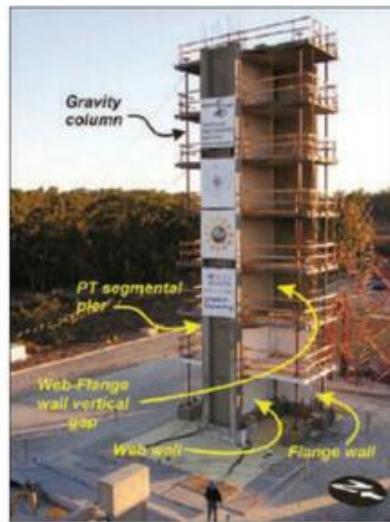


FIGURA C12.10-4 Comparación de aceleraciones de piso medidas y aceleraciones pronosticadas por la ecuación. (12.10-4) para un edificio con muro de carga de siete pisos

Fuente: Panagiotou et al. 2011.

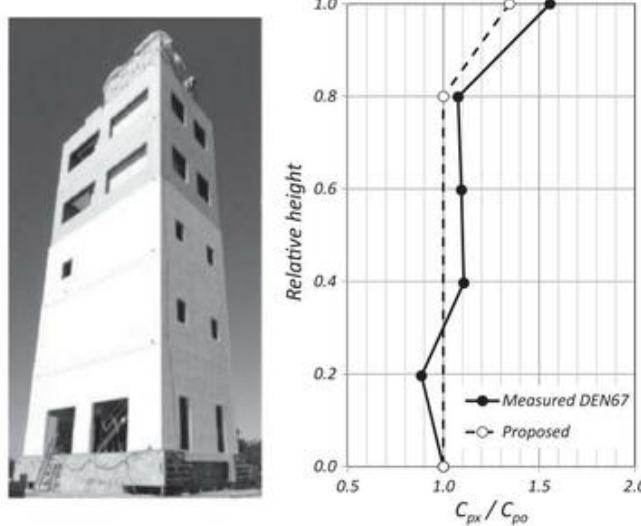
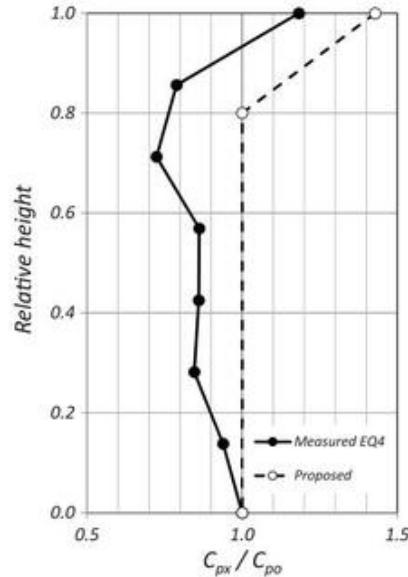


FIGURA C12.10-5 Comparación de aceleraciones de piso medidas y aceleraciones pronosticadas por la ecuación. (12.10-4) para un edificio de marco especial resistente a momentos de cinco pisos  
Fuente: (izquierda) Cortesía de Michelle Chen; (derecha) Adaptado de Chen et al. (2015).

Para validar la Ec. (12.10-4), se calcularon los coeficientes  $C_{px}$  para varios edificios probados en una mesa vibratoria. Figuras C12.10-4 y C12.10-5 trazan las envolventes de aceleración del suelo y las aceleraciones del suelo previstas a partir de la ecuación. (12.10-4) con  $R_s = 1$  para dos edificios construidos a escala real y probados en una mesa vibratoria (Panagiotou et al. 2011, Chen et al. 2015), con  $C_{p0}$  definido como el coeficiente de aceleración de diseño del diafragma en la base de la estructura y  $C_{px}$  definido como el coeficiente de aceleración de diseño del diafragma en el nivel x. Las aceleraciones de piso medidas son razonablemente predichas por la ecuación. (12.10-4). El trabajo de investigación de Choi et al. (2008) concluyeron que los pórticos arriostrados con restricción de pandeo son muy efectivos para limitar las aceleraciones del piso en edificios que surgen de efectos de modo más altos. Este hallazgo se refleja en esta propuesta, donde la forma modal



el factor  $z_s$  se ha hecho el más pequeño para los sistemas de marcos arriostrados con restricción de pandeo. La Fig. C12.10-6 compara las aceleraciones de piso promedio obtenidas de los análisis de historia de tiempo no lineales de cuatro edificios (dos sistemas de pórticos arriostrados con restricción de pandeo de acero y dos sistemas de pórticos de momento especial de acero) cuando se someten a un conjunto de terremotos de espectro compatible con sismos de piso. aceleraciones calculadas a partir de las ecuaciones. (12.10-4) y (12.10-5). Las ecuaciones de diseño propuestas predicen razonablemente bien las aceleraciones en la parte superior del edificio y en los niveles m

La diferencia significativa entre un sistema de bajo  $z_s$  como el BRBF y un sistema de alto  $z_s$  como un sistema de muros de carga es que las deformaciones inelásticas se distribuyen a lo largo de la altura de la estructura en un sistema de bajo  $z_s$ , mientras que se concentran en la parte superior. base de la estructura en un sistema de alto  $z_s$ . Si se puede realizar un análisis racional para demostrar que las deformaciones inelásticas se distribuyen de hecho a lo largo de la altura de la estructura, como suele ser el caso de los sistemas de pórticos arriostrados excéntricamente o de muros de cortante acoplados, entonces el uso de un valor  $z_s$  bajo, como se ha asignado al BRBF por tal sistema, estaría justificado.

Durante la calibración del procedimiento de diseño que conduce a la ecuación. (12.10-4), se encontró que en niveles intermedios en sistemas laterales diseñados utilizando coeficientes de modificación de respuesta grandes, las fuerzas de diseño del diafragma dadas por esta ecuación podrían ser bastante bajas. Hubo consenso dentro del Equipo Temático PUC de BSSC que desarrolló la Sección 12.10.3 de que las fuerzas de diseño del diafragma no deben tomarse como menores que la fuerza mínima prescrita actualmente por ASCE 7-10 y, por lo tanto, desarrollaron la Eq. (12.10-5).

El procedimiento presentado en la Sección 12.10.3 se basa en la consideración de edificios y estructuras cuya distribución de masa es razonablemente uniforme a lo largo de la altura del edificio. Los edificios o estructuras con distribución de masa cónica a lo largo de su altura o con retrocesos en sus niveles superiores pueden experimentar fuerzas de diafragma en los niveles superiores que son mayores que las derivadas de la ecuación. (12.10-4). En dichos edificios y estructuras, es preferible definir una altura de construcción efectiva,  $h_{ne}$ , y un nivel correspondiente,  $n_e$ , el nivel al que se mide la altura estructural efectiva.

El número efectivo de niveles en un edificio,  $n_e$ , se define como el nivel x donde la relación  $P_x \sum_{i=1}^x w_i$  es igual a  $P_{n_e} \sum_{i=1}^{n_e} w_i$  en el caso de la sección estudiada.

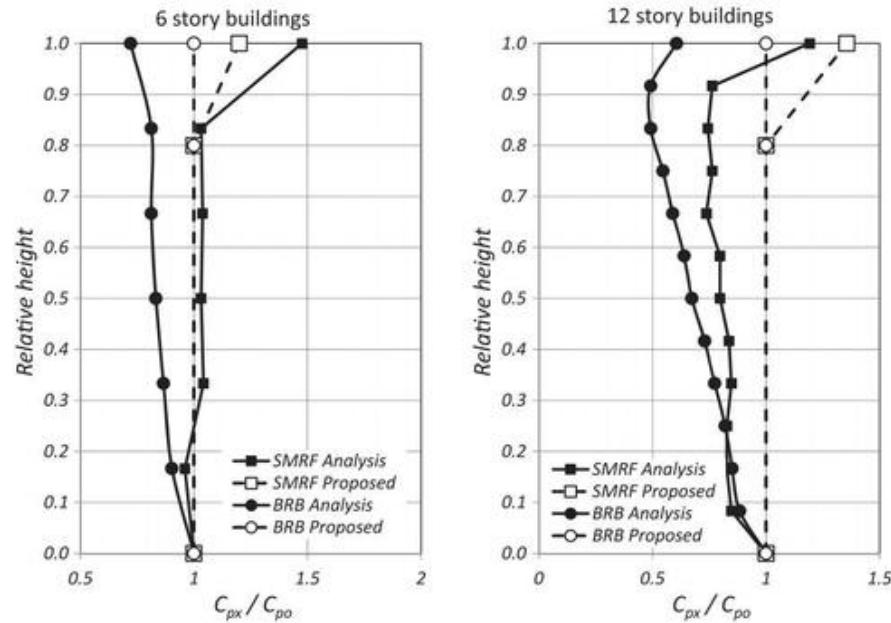


FIGURA C12.10-6 Comparación de aceleraciones de piso medidas con ecuaciones propuestas. (12.10-4) y (12.10-5) para edificios de pórticos arriostrados con restricción de pandeo de acero y pórticos especiales resistentes a momentos Fuente: Adaptado de Choi et al. 2008

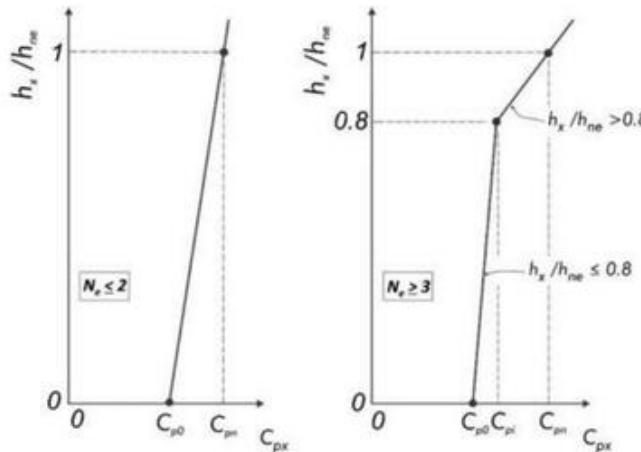


FIGURA C12.10-7 Coeficiente de aceleración de diseño de diafragma  $C_{px}$  para edificios con distribución de masa no uniforme

altura,  $h_{ne}$ , es la altura del edificio medida desde la base hasta el nivel  $ne$ . En edificios con distribución de masa cónica o retranqueos, el coeficiente de aceleración de diseño del diafragma,  $C_{pn}$ , se calcula por interpolación y extrapolación, como se muestra en la Fig. C12.10-7, con  $n$  reemplazada por  $ne$  en las Ecs. (12.10-10) a (12.10-14).

C12.10.3.3 Fuerzas de transferencia en diafragmas. Todos los diafragmas están sujetos a fuerzas de inercia causadas por el peso tributario del diafragma. Cuando las rigideces laterales relativas de los elementos verticales resistentes a fuerzas sísmicas varían de un piso a otro, o los elementos verticales resistentes a fuerzas sísmicas tienen desplazamientos fuera del plano, las fuerzas laterales en los elementos verticales deben transferirse a través de los diafragmas como parte de la ruta de carga entre elementos verticales

por encima y por debajo del diafragma. Estas fuerzas de transferencia se suman a las fuerzas de inercia y, en ocasiones, pueden ser bastante grandes.

Para estructuras que tienen una irregularidad estructural horizontal del Tipo 4 en la Tabla 12.3-1, la magnitud de las fuerzas de transferencia depende en gran medida de la sobre resistencia en los elementos verticales desplazados del sistema resistente a fuerzas sísmicas. Por lo tanto, se requiere que la fuerza de transferencia causada por el desplazamiento sea amplificada por el factor de sobre resistencia,  $\gamma_0$ , del sistema resistente a la fuerza sísmica.

La fuerza de transferencia amplificada debe agregarse a la fuerza de inercia para el diseño de esta parte del diafragma.

Las fuerzas de transferencia pueden desarrollarse en muchos otros diafragmas, incluso dentro de edificios regulares; el diseño de diafragmas con tales fuerzas de transferencia puede ser para la suma de las fuerzas de transferencia, no amplificadas, y las fuerzas de inercia.

**C12.10.3.4 Colectores:** categorías de diseño sísmico C a F. Para estructuras en las categorías de diseño sísmico C a F, ASCE 7-10, sección 12.10.2.1 especifica el uso de fuerzas, incluido el factor de sobre resistencia,  $\gamma_0$ , para el diseño de colectores de diafragma y sus conexiones a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas. La intención de este requisito es aumentar las fuerzas de los colectores para ayudar a garantizar que los colectores no sean los eslabones débiles del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

En esta sección, la fuerza del colector se diferencia en cambio usando un multiplicador de 1.5. Este es un multiplicador más pequeño que el que se ha usado en el pasado, pero está justificado porque las fuerzas del diafragma se determinan con mayor precisión mediante la Ec. (12.10-4). Para elementos colectores de diafragma que soportan fuerzas de transferencia causadas por desplazamientos fuera del plano de los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas, solo la fuerza de inercia se amplifica en 1.5; las fuerzas de transferencia, ya amplificadas por  $\gamma_0$ , no se amplifican más por 1.5.

Algunos sistemas resistentes a fuerzas sísmicas, como los pórticos arriostrados y los pórticos resistentes a momento, tienen una resistencia lateral bastante bien definida que corresponde a un mecanismo de fluencia bien definido. Cuando los colectores entregan fuerzas sísmicas a tales sistemas, no es sensato

Hay que diseñar los colectores para fuerzas superiores a las correspondientes a la resistencia lateral de los elementos de apoyo del piso siguiente. Esta es la razón por la cual se incluye el tope en las fuerzas de diseño del colector. La resistencia lateral de un pórtico arriostrado o de un pórtico resistente a momentos se puede calcular usando los mismos métodos que se usan para determinar si existe una irregularidad de piso débil (Tabla 12.3-2). Debe tenerse en cuenta que solo los pórticos resistentes a momentos o arriostrados debajo del colector se deben considerar en calcular la fuerza de diseño del colector de límite superior. No se incluyen la resistencia al corte de las columnas de gravedad ni la resistencia lateral de los pórticos superiores.

Las fuerzas de diseño en los diafragmas que entregan fuerzas a los colectores también pueden estar limitadas por las fuerzas máximas que pueden generarse en esos colectores por los pórticos resistentes al momento o los pórticos arriostrados debajo.

**C12.10.3.5 Factor de reducción de la fuerza de diseño del diafragma.** A pesar del hecho de que los estudios analíticos y de mesa vibratoria indican aceleraciones de diafragma más altas que las que se utilizan actualmente en el diseño de diafragmas, muchos sistemas de diafragmas de uso común, incluidos los diafragmas diseñados según varios códigos y ediciones de construcción de EE. UU., tienen un historial de excelente desempeño sísmico. Con excepciones limitadas, no se ha informado que los diafragmas hayan funcionado por debajo de la intención de seguridad humana de las disposiciones de diseño sísmico del código de construcción en terremotos pasados. Con base en esta historia, se considera que, para muchos sistemas de diafragma, no se requiere una revisión amplia del equilibrio entre la demanda y la capacidad utilizada para el diseño de diafragmas según las disposiciones actuales de ASCE 7. En vista de esta observación, se reconoció que los estudios analíticos y las pruebas de diafragma a partir de los cuales se estimaban las fuerzas de diseño y las aceleraciones más altas usaban diafragmas que eran elásticos o casi elásticos en su respuesta. Se reconoce que los sistemas de diafragma de uso común tienen una amplia gama de sobrerresistencia y capacidad de desplazamiento inelástico (ductilidad). Se reconoció que el efecto de los sistemas de diafragma variable sobre la demanda sísmica requería evaluación e incorporación en las fuerzas de diseño de diafragma propuestas. ecuación (12.10-4) incorpora la sobrerresistencia del diafragma y la capacidad de desplazamiento inelástico mediante el uso del factor de reducción de la fuerza del diafragma,  $R_s$ . Este factor se basa más directamente en la capacidad de ductilidad global del sistema de diafragma; sin embargo, la derivación de la capacidad de ductilidad global inherentemente también captura el efecto de la sobrerresistencia del diafragma.

Para los sistemas de diafragma con capacidad de deformación inelástica suficiente para permitir una respuesta inelástica bajo el sismo de diseño, el factor de reducción de la fuerza de diseño del diafragma,  $R_s$ , suele ser mayor que 1,0, de modo que la demanda de fuerza de diseño,  $F_{px}$ , se reduce en relación con la demanda de fuerza para un diafragma que permanece elástico lineal bajo el sismo de diseño. Para los sistemas de diafragma que no tienen suficiente capacidad de deformación inelástica,  $R_s$  debe ser inferior a 1,0, o incluso 0,7, de modo que se pueda esperar una respuesta de fuerza-deformación lineal elástica bajo el terremoto máximo considerado como objetivo de riesgo (MCER).

Los diafragmas con valores de  $R_s$  superiores a 1.0 deberán tener las siguientes características: (1) un mecanismo de fluencia especificado y bien definido, (2) capacidad de ductilidad global para el mecanismo de fluencia especificado, que excede la demanda de ductilidad anticipada para el sismo máximo considerado como objetivo de riesgo , y (3) capacidad de ductilidad local suficiente para proporcionar la capacidad de ductilidad global prevista, considerando que el mecanismo de fluencia especificado puede requerir que ocurran deformaciones inelásticas locales concentradas. La siguiente discusión aborda estas características y el desarrollo de los factores  $R_s$  en detalle.

Un sistema de diafragma con un valor de  $R_s$  superior a 1,0 debe tener un mecanismo de fluencia específico y bien definido, para el cual se puedan estimar tanto la resistencia global como la capacidad de deformación global. Para algunos sistemas de diafragma, un mecanismo de fluencia por cortante puede ser apropiado, mientras que para otros sistemas de diafragma, un mecanismo de fluencia por flexión puede ser apropiado.

La figura C12.10-8(a) muestra esquemáticamente la respuesta de fuerza-deformación ( $F_{dia}$  y  $\delta_{dia}$ ) de un diafragma con una capacidad de deformación inelástica significativa. La figura ilustra la respuesta de un sistema de diafragma, como un diafragma de madera o un diafragma de cubierta de acero, que no se espera que muestre un límite elástico distinto, por lo que es necesario determinar un límite elástico efectivo ( $F_{Y-eff}$  y  $\delta_{Y-eff}$ ) . definido. Para diafragmas de madera y diafragmas de cubierta de acero, la figura ilustra una forma de definir el punto de fluencia efectivo. La rigidez de una probeta se define por la rigidez secante a través de un punto correspondiente al 40 % de la resistencia máxima ( $F_{peak}$ ). El punto de fluencia efectivo ( $F_{Y-eff}$  y  $\delta_{Y-eff}$ ) para un diafragma se define por la rigidez secante a través de 0.4 $F_{peak}$  y la resistencia nominal del diafragma reducida por un factor de reducción de resistencia ( $\gamma F_n$ ), como se muestra en la figura. La respuesta  $F_{dia}$  y  $\delta_{dia}$  se idealiza luego con un modelo bilineal, utilizando el punto de fluencia efectivo ( $F_{Y-eff}$  y  $\delta_{Y-eff}$ ) y  $F_{peak}$  y la deformación  $\delta_{peak}$  correspondiente, como se muestra en la figura.

FIGURA C12.10-8. Modelos de respuesta inelástica del diafragma para (a) un sistema de diafragma que no se espera que muestre un punto de fluencia distinto y (b) un sistema de diafragma que muestra un punto de fluencia distinto

La figura C12.10-8(b) muestra esquemáticamente la respuesta de fuerza-deformación ( $F_{dia}$  vs  $\delta_{dia}$ ) de un diafragma con una capacidad de deformación inelástica significativa, que se espera que tenga una respuesta  $F_{dia}$  vs  $\delta_{dia}$  casi lineal hasta un punto de fluencia distinto, como como un diafragma de hormigón armado colado in situ. Para este tipo de sistema de diafragma, el límite elástico efectivo puede tomarse como el límite elástico real ( $FY-real$ ) y  $\delta_{Y-real}$  del diafragma (teniendo en cuenta la sobrerresistencia del material del diafragma y sin incluir un factor de reducción de resistencia ( $\gamma$ )).

La capacidad de deformación global (o del sistema) de un sistema de diafragma ( $\delta_{cap}$ ) debe estimarse a partir del análisis de los datos de prueba. La respuesta fuerza-deformación ( $F_{dia}$  vs  $\delta_{dia}$ ) que se muestra esquemáticamente en las Figs. C12.10-8(a) y C12.10-8(b) es el comportamiento global de fuerza-deformación.

En algunos casos, las pruebas brindan directamente la capacidad de deformación global, pero más a menudo, las pruebas brindan solo la respuesta local, incluida la resistencia y la capacidad de deformación, de los componentes y conexiones del diafragma. Cuando las pruebas proporcionen solo la capacidad de deformación local, se deben realizar análisis de diafragmas típicos para estimar la capacidad de deformación global de estos diafragmas. Estos análisis deben considerar: (1) el mecanismo de fluencia especificado, (2) los datos de respuesta de fuerza-deformación locales de las pruebas, (3) las distribuciones típicas de la resistencia de diseño y las demandas de fuerza interna a través del diafragma, y (4) cualquier otro factor eso puede requerir que ocurra una deformación inelástica local concentrada cuando se forma el mecanismo de rendimiento previsto.

Después de estimar la respuesta fuerza-deformación global ( $F_{dia}$  vs  $\delta_{dia}$ ) de un diafragma, se puede determinar la capacidad de deformación global ( $\delta_{cap}$ ). En la figura C12.10-8(a), por ejemplo,  $\delta_{cap}$  puede tomarse como  $\delta_{peak}$ , que es la deformación correspondiente a la resistencia ( $F_{peak}$ ). Para algunos sistemas de diafragma, puede ser aceptable tomar la deformación correspondiente al 80% de  $F_{peak}$  (es decir, postpico) como  $\delta_{cap}$ .

Solo una parte seleccionada de la capacidad de deformación de un diafragma ( $\delta_{cap}$ ) debe usarse bajo el sismo de diseño en reconocimiento de dos preocupaciones principales: (1) el diafragma debe funcionar adecuadamente bajo el MCER, que tiene un espectro de diseño 50% más intenso que el espectro de diseño del sismo de diseño, y (2) una deformación inelástica significativa bajo el sismo de diseño puede resultar en daños no deseados al diafragma. Como estimación aproximada, la capacidad de deformación del diafragma bajo el sismo de diseño ( $\delta_{D-cap}$ ) debe limitarse a aproximadamente la mitad a dos tercios de la capacidad de deformación  $\delta_{cap}$ .

Para desarrollar el factor de reducción de la fuerza del diafragma,  $R_s$ , la capacidad de deformación global del diafragma debe expresarse como una capacidad de ductilidad global ( $\delta_{cap}$ ), que es igual a la capacidad de deformación ( $\delta_{cap}$ ) dividida por la deformación de fluencia efectiva ( $\delta_{Y-eff}$ ). La capacidad de ductilidad del diseño del diafragma correspondiente ( $\delta_{D-cap}$ ) es igual a  $\delta_{D-cap}/\delta_{Y-eff}$ .

A partir de la capacidad de deformación global del diafragma y la capacidad de ductilidad correspondiente, se puede estimar un factor  $R_s$  apropiado. El uso del factor  $R_s$  estimado en el diseño debería generar demandas de ductilidad del diafragma que no excedan la capacidad de ductilidad que se usó para estimar  $R_s$ . El factor de reducción de fuerza se deriva idealmente de estudios específicos del sistema. Sin embargo, cuando tales estudios no están disponibles, se dispone de alguna guía sobre la conversión de ductilidad global a reducción de fuerza de estudios anteriores.

Numerosos equipos de investigación han propuesto expresiones que proporcionan el factor de reducción de la fuerza,  $R$ , para el sistema resistente a la fuerza sísmica de un edificio correspondiente a una demanda de ductilidad esperada ( $\delta_{dem}$ ). En el desarrollo de estas expresiones se han considerado numerosos factores, incluidos el período de vibración, el amortiguamiento inherente, el endurecimiento por deformación (rigidez después del punto de fluencia efectivo) y la disipación de energía histérica bajo carga cíclica. Dos de tales expresiones, que se basan en elastoplástico

respuesta fuerza-deformación bajo carga cíclica (Newmark y Hall 1982), son las siguientes: (1)  $R = \delta_{2\delta_{dem}} / \delta_{D-cap} < 0.5$ , aplicable a sistemas de período corto, y (2)  $R = \delta_{dem}$ , aplicable a sistemas con períodos más largos. La primera función, conocida como la regla de la energía igual, da un valor menor de  $R$  para un valor dado de  $\delta_{dem}$ ; la segunda función, conocida como regla de desplazamiento igual, también se usa ampliamente.

Higos. C12.10-8(a) y C12.10-8(b) resumen un enfoque para estimar  $R_s$  de la siguiente manera:

1. Para el valor seleccionado de  $R_s$ , la demanda de deformación del diafragma bajo el sismo de diseño ( $\delta_{D-dem}$ ) no debe exceder la capacidad de deformación de diseño del diafragma ( $\delta_{D-cap}$ ). Esta restricción de diseño, expresada en términos de ductilidad del diafragma, requiere que la demanda de ductilidad del diafragma bajo el sismo de diseño ( $\delta_{D-dem}$ ) no exceda la capacidad de ductilidad del diseño del diafragma ( $\delta_{D-cap}$ ).
2. El mayor valor de  $R$  que puede justificarse para una capacidad de deformación de diseño de diafragma dada se obtiene igualando la demanda de ductilidad ( $\delta_{D-dem}$ ) a la capacidad de ductilidad de diseño ( $\delta_{D-cap}$ ) y determinando  $R$  a partir de una función que proporciona  $R$  para un  $\delta_{dem}$  dado. Por ejemplo, si  $\delta_{D-cap} = 2.5$ , entonces  $\delta_{D-dem}$  se establece igual a 2.5 y el  $R$  correspondiente = 2 de la regla de igual energía o  $R = 2.5$  de la regla de igual desplazamiento.
3. R del paso (2) es la relación entre la demanda de fuerza para un diafragma elástico lineal ( $F_{px-el}$ ) y el límite elástico efectivo del diafragma ( $FY-eff$ ). Para un sistema de diafragma que no se espera que muestre un punto de fluencia distinto (Fig. C12.10-8a),  $FY-eff$  es igual a la resistencia nominal factorizada del diafragma ( $\gamma F_n$ ). Para un sistema de diafragma que se espera que muestre un límite elástico distinto (Fig. C12.10-8b),  $FY-eff$  es igual al límite elástico real ( $FY-real$ ), teniendo en cuenta la sobrerresistencia del material del diafragma y sin incluir el factor de reducción de resistencia ( $\gamma$ ).
4. Sin embargo,  $R_s$  se define como la relación entre la demanda de fuerza de un diafragma elástico lineal ( $F_{px-el}$ ) y la demanda de fuerza de diseño ( $F_{px}$ ). El diafragma debe diseñarse de manera que la demanda de fuerza de diseño ( $F_{px}$ ) sea menor o igual que la fuerza nominal del diafragma factorizada ( $\gamma F_n$ ).
5. Para un sistema de diafragma sin un punto de fluencia distinto (Fig. C12.10-8(a)) que tiene la resistencia mínima ( $F_{px} = \gamma F_n$ ),  $R_s$  es igual a  $R$  del paso (2). Para un sistema de diafragma con un punto de fluencia distinto (Fig. C12.10-8(b)), que tiene la resistencia mínima ( $F_{px} = \gamma F_n$ ),  $R_s$  es igual a  $R$  del paso (2) multiplicado por la relación  $FY-eff/\gamma F_n$ .

Los factores de reducción de la fuerza del diafragma,  $R_s$ , se han desarrollado para algunos sistemas de diafragma de uso común. La derivación de factores para cada uno de estos sistemas se explica en detalle en las siguientes secciones de comentarios. Para cada uno, se especifica el estándar de diseño específico considerado en el desarrollo del factor  $R_s$ . Los factores  $R_s$  resultantes están vinculados específicamente a los requisitos de diseño y detalle de la norma indicada porque juegan un papel importante en el establecimiento de la ductilidad y la sobrerresistencia del sistema de diafragma. Por esta razón, la aplicabilidad del factor  $R_s$  a los diafragmas diseñados con otras normas debe considerarse y justificarse específicamente.

Diafragmas de hormigón vaciados in situ. Los valores de  $R_s$  en la Tabla 12.10-1 se refieren a diafragmas de concreto moldeados en el lugar diseñados de acuerdo con ACI 318.

Mecanismo previsto. La fluencia por flexión es el mecanismo de fluencia previsto para un diafragma de hormigón armado. Cuando esto se pueda lograr, se recomienda la designación como diafragma de flexión controlada y el uso del factor  $R_s$  correspondiente en la Tabla 12.10-1.

apropiado. Hay muchas circunstancias, sin embargo, donde el desarrollo de un mecanismo de rendimiento bien definido no es posible debido a la geometría del diafragma (relación de aspecto o configuración compleja del diafragma), en cuyo caso, la designación como diafragma controlado por corte y uso del factor  $R_s$  más bajo es requerido.

Derivación del factor de reducción de la fuerza del diafragma. Prueba Los resultados para los diafragmas de hormigón armado no están disponibles en la literatura. Resultados de ensayo para muros de cortante bajo carga lateral cíclica fueron considerados. Las regiones críticas de los especímenes de prueba de pared de corte generalmente tienen altos niveles de fuerza cortante, momento y flexión. demandas de deformación; Se sabe que los altos niveles de fuerza de corte degradar la capacidad de ductilidad a la flexión. La ductilidad a la flexión capacidad de las muestras de ensayo de pared de cortante bajo carga lateral cíclica se utilizó para estimar la capacidad de ductilidad a la flexión de acero reforzado diafragmas de hormigón, utilizando el método descrito anteriormente basado en Newmark y Hall (1982).

Con base en los resultados de la prueba de la pared de corte, la flexión global estimada capacidad de ductilidad de un diafragma de hormigón armado es 3, basado en el desplazamiento de rendimiento real ( $\delta_Y$ -actual) de los especímenes de prueba. La capacidad de ductilidad de diseño se toma como 2/3 de la ductilidad capacidad; la capacidad de ductilidad de diseño ( $\delta_D$ -cap) es 2.

Fijando la demanda de ductilidad ( $\delta_D$ ) igual a la capacidad de ductilidad de diseño ( $\delta_D$ -cap) y usando la regla de energía igual, la fuerza el factor de reducción  $R$  es  $R = \delta_D/\delta_D$ -cap = 1.73.

$R_s$  es igual a  $R$  multiplicado por la relación  $FY_{eff}/\delta_Fn$ . Se toma  $FY_{eff}$  igual a  $FY$ -real, que se supone que es 1.1Fn y  $\delta$  es igual a 0.9. Por lo tanto,  $R_s = 2.11$ , que se redondea a 2.

Por las características geométricas de un edificio u otro factores, como los requisitos mínimos de refuerzo, no es posible diseñar algunos diafragmas de hormigón armado para producir en flexión. Dichos diafragmas se denominan "controlados por corte" para indicar que se espera que ceden en cortante. Cizallamiento controlado Los diafragmas de hormigón armado deben diseñarse para permanecer esencialmente elásticos bajo el sismo de diseño, con su ductilidad global disponible mantenida en reserva para la seguridad bajo el MCER.

Sobre la base de las siguientes consideraciones,  $R_s$  se especifica como 1.5 para diafragmas de hormigón armado controlados por cortante: Los diafragmas de hormigón armado se han comportado bien en terremotos pasados. ACI-318 especifica  $\delta$  de 0,75 o 0,6 para la resistencia al corte del diafragma y limita la contribución del hormigón a la resistencia al corte a sólo  $2\delta_0/0.5$ . Además, las losas de piso de hormigón armado a menudo tienen refuerzo de carga de gravedad que no se considera en la determinación la resistencia al corte del diafragma. Por lo tanto, se espera que los diafragmas de hormigón armado controlados por cortante tengan una exceso de fuerza. La relación  $FY_{eff}/\delta_Fn$  para un hormigón armado diafragma, donde  $FY_{eff}$  se toma igual a  $FY$ -actual, se espera

Tabla C12.10-1. Objetivos de rendimiento del diseño del diafragma

Opciones	Flexura		Cortar
	Dejar	MCER	DE y MCER
EDO	Elástico	Elástico	Elástico
BDO	Elástico	No elástico	Elástico
RDO	No elástico	No elástico	Elástico

Nota: DE, terremoto de diseño, MCER, máximo objetivo de riesgo considerado terremoto, EDO, objetivo de diseño elástico; BDO, objetivo básico de diseño; y RDO, objetivo de diseño reducido.

exceder 1.5, que es la justificación para  $R_s = 1.5$ , aunque

Se supone que  $\delta_D$  es 1 para el sismo de diseño.

Diafragmas de hormigón prefabricado. Valores de  $\delta_{eff}$  en la Tabla 12.10-1 abordan los diafragmas de hormigón prefabricado diseñados de acuerdo con ACI 318.

Derivación de los factores de reducción de la fuerza del diafragma. Los factores de reducción de la fuerza del diafragma,  $R_s$ , en la Tabla 12.10-1 para Se establecieron diafragmas de hormigón prefabricado en base a la resultados de estudios analíticos de simulación de terremotos realizados dentro de un proyecto multiuniversitario: Diseño sísmico de diafragma Metodología (DSDM) para Diafragmas de Hormigón Prefabricado (Fleischman et al. 2013). En este esfuerzo de investigación, el diafragma los niveles de fuerza de diseño se han alineado con el diafragma capacidades de deformación específicas para diafragmas de hormigón prefabricado. Se propusieron tres opciones de diseño diferentes de acuerdo con diferentes objetivos de desempeño del diseño, como se indica en Tabla C12.10-1. Las relaciones entre el diseño del diafragma Los niveles de fuerza y las demandas de ductilidad locales/globales del diafragma han establecido en el proyecto de investigación DSDM. Estas relaciones se han utilizado para derivar las  $R$  para el hormigón prefabricado. diafragmas en la Tabla 12.10-1.

Relaciones diafragma  $R_{dia}$ - $\delta_{global}$ - $\delta_{local}$ . Se han realizado extensos estudios analíticos (Fleischman et al. 2013) para desarrollar la relación de  $R_{dia}$ - $\delta_{global}$ - $\delta_{local}$ .  $R_{dia}$  es el factor de reducción de la fuerza del diafragma (similar a  $R_s$  en Tabla 12.10-1) medido desde el diafragma elástico requerido fuerza de diseño a nivel MCER.  $\delta_{global}$  es el diafragma global demanda de ductilidad, y  $\delta_{local}$  es el conector local del diafragma demanda de ductilidad medida a nivel de MCE. La figura C12.10-9 muestra los resultados analíticos  $\delta_{global}$ - $\delta_{local}$  y  $R_{dia}$ - $\delta_{global}$  para diferentes relaciones de aspecto del diafragma (AR) y ecuaciones lineales propuestas derivadas de los datos.

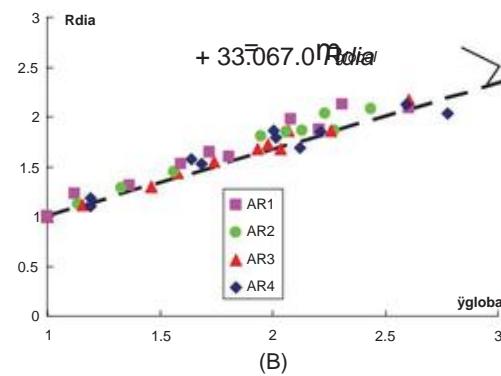
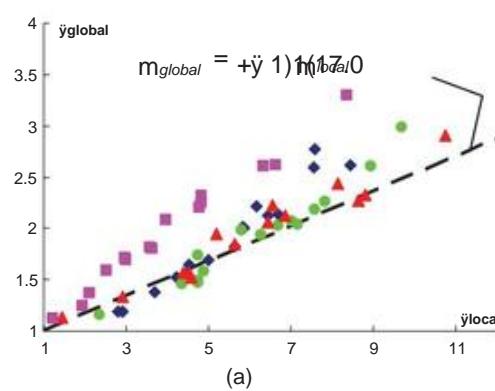
FIGURA C12.10-9. Relaciones: (a)  $\delta_{global}$ - $\delta_{local}$  y (b)  $R_{dia}$ - $\delta_{global}$

Tabla C12.10-2 Factores de reducción de la fuerza del diafragma,  $R_s$ 

Opciones	Diafragma conector	$\delta_{local}$	$\delta_{global}$	$\delta_{global, rojo}$	\$
EDO	LDE 0,06	1.0	1.0	0.58	0.7
BDO	MDE 0.2	3.5	1.4	1.0	1.0
RDO	HDE	0.4	7.0	2.0	1.6

Nota: EDO, objetivo de diseño elástico; LDE, elementos de baja deformabilidad; BDO, objetivo de diseño básico; MDE, elementos de deformabilidad moderada; RDO, objetivo de diseño reducido, y HDE, elementos de alta deformabilidad.

Factor de reducción de la fuerza del diafragma ( $R_s$ ). Utilizando las ecuaciones de la figura C12.10-9, se puede calcular  $R_s$  para diferentes opciones de diseño de diafragma siempre que el diafragma local se conoce la capacidad de ductilidad del refuerzo. En la investigación de DSDM, los conectores de diafragma prefabricados han sido ampliamente probado (Fleischman et al. 2013) y han sido calificados en tres categorías: elementos de alta deformabilidad (HDEs), moderada elementos de deformabilidad (MDE) y elementos de baja deformabilidad (LDEs), que se requieren como mínimo para los diseños que utilizan el objetivo de diseño reducido (RDO), el objetivo de diseño básico (BDO), y el objetivo de diseño elástico (EDO), respectivamente. Las capacidades locales de deformación y ductilidad del diafragma Las categorías de conectores se muestran en la Tabla C12.10-2. Considerando que el nivel de fuerza de diseño del diafragma propuesto [Ec. (12.10-1)] apunta a la respuesta del diafragma elástico en el terremoto de diseño, que es equivalente al diseño usando BDO donde  $\delta_{local} = 3.5$  en MCER (ver Tabla C12.10-2), el diafragma global disponible la capacidad de ductilidad debe reducirse de la figura C12.10-9(a), reconociendo exigencias más severas en el MCER,

$$\delta_{global,rojo} = 0.17\delta_{local} \quad \text{y } 3.5 \geq 1 \quad (\text{C12.10-1})$$

En consecuencia, el factor  $R_s$  se puede modificar de Figura C12.10-9(b) (ver Tabla C12.10-2):

$$R_s = 0,67 \delta_{global, rojo} \pm 0,33 \quad (\text{C12.10-2})$$

Factor de soberresistencia al corte del diafragma. Diafragmas prefabricados exhiben típicamente una respuesta de flexión dúctil pero una respuesta de corte frágil. Para evitar la falla por corte frágil, el corte elástico Se requieren objetivos de respuesta tanto para control de flexión como para sistemas controlados por cortante a niveles sísmicos y MCER de diseño. Por lo tanto, se requiere un factor de soberresistencia a cortante,  $\gamma_v$ , para el diafragma

diseño de corte. Para el diseño EDO, dado que se espera que el diafragma permanecer elástico bajo el MCER, no se necesita soberresistencia al corte. La Fig. C12.10-10 muestra los resultados analíticos para el corte requerido factores de soberresistencia para BDO y RDO (mostrados como marcas). Se propone una ecuación conservadora simplificada como (ver negro líneas en la figura C12.10-10):

$$\gamma_v = 1.4R_s \quad (\text{C12.10-3})$$

Diafragmas revestidos de madera. Los valores de  $R_s$  dados en La Tabla 12.10-1 son para diafragmas revestidos de madera diseñados en de acuerdo con las Disposiciones Especiales de Diseño para Viento y Sísmicos (AWC 2008).

Mecanismo previsto. Los diafragmas revestidos de madera están controlados por corte, con resistencia de diseño determinada de acuerdo con AWC (2008) y el comportamiento de cortante basado en las conexiones entre el revestimiento y la estructura. Los miembros de cuerda de diafragma de madera son improbable que forme mecanismos de flexión (dúctil o de otro tipo) debido a la soberresistencia inherente a los miembros cargados axialmente diseñado de acuerdo con las normas aplicables.

Derivación del factor de reducción de la fuerza de diseño del diafragma. En la tabla 12.10-1 se asigna un factor  $R_s$  de 3, basado en datos de prueba de diafragma (APA 1966, 2000, DFPA 1954, 1963) y estudios analíticos. Las pruebas disponibles incluyen diafragma vanos (cargados como vigas de vano simple) que van de 24 a 48 pies (7,3 a 14,6 m), relaciones de aspecto que oscilan entre 1 y 3,3, y construcción de diafragma que cubre una gama de tipos de construcción incluyendo la construcción bloqueada y desbloqueada, y regular y diafragmas de alta carga. La carga se aplicó con una serie de cargas puntuales en espacios variables; sin embargo, la carga estuvo razonablemente cerca de ser uniforme. Mientras que las pruebas de diafragma disponibles fue monótona, basada en estudios de protocolo de carga de pared de corte (Gatto y Uang 2002), se cree que el comportamiento de deflexión de la carga monótona es razonablemente representativo del cíclico envolvente carga-deflexión, lo que sugiere que es apropiado utilizar Comportamiento monótono de carga-deflexión en la estimación de sobre resistencia, ductilidad y capacidad de desplazamiento.

Estudios analíticos utilizando análisis de historial de respuesta no lineal evaluó la relación entre la ductilidad global y el factor de reducción de la fuerza del diafragma para un modelo de construcción de madera. Los el análisis identificó el factor de reducción de la fuerza del diafragma resultante que van desde justo por debajo de 3 hasta significativamente por encima de 5. Se seleccionó un factor de reducción de fuerza de 3 para que el diafragma los niveles de fuerza de diseño generalmente no serían inferiores a los determinados de acuerdo con las disposiciones de la Sección 12.10.

Se consideró el enfoque de calibración para la selección de  $R_s$  de 3 apropiado para limitar las condiciones donde los niveles de fuerza del diafragma caería por debajo de los determinados de acuerdo con

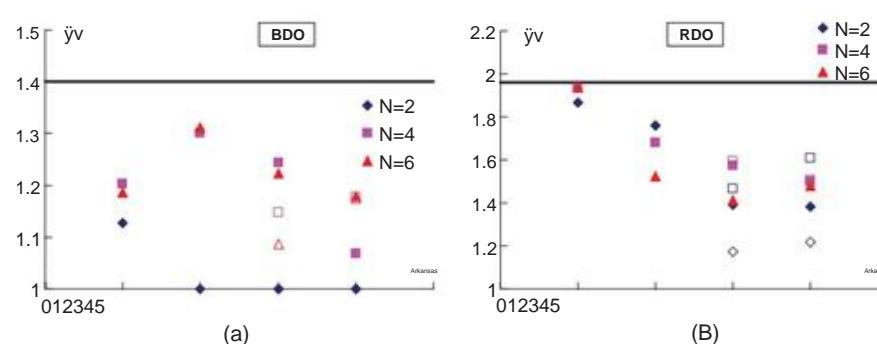


FIGURA C12.10-10 Factor de soberresistencia al corte del diafragma,  $\gamma_v$  frente a la relación de aspecto, AR, para diferentes números de pisos, N: (a) BDO; (b) RDO  
Fuente: Fleischman et al. 2013.

Sección 12.10. Esto se debió en parte a la experiencia histórica del buen desempeño de los diafragmas en una variedad de tipos de diafragmas de madera, aunque los datos de las pruebas mostraron niveles variables de ductilidad y capacidad de deformación. Las pruebas de diafragmas de madera clavada mostraron niveles significativos pero variables de sobrerresistencia. Se reconoce que una variación aún mayor de la sobrerresistencia resultará de

- Presencia de revestimientos de suelo o acabados y su fijación o adherirse al revestimiento del diafragma,
- Presencia de marcos de pared a piso clavados a través del revestimiento del diafragma, y
- Presencia de adhesivos en combinación con el clavado del revestimiento requerido (comúnmente utilizado para mitigar la vibración del piso, aumentar la rigidez del piso para la carga por gravedad y reducir la posibilidad de chirridos).

Estas fuentes de sobrerresistencia no se consideran perjudiciales para el rendimiento general del diafragma.

## C12.11 MUROS ESTRUCTURALES Y SU ANCLAJE

Como se discutió en la Sección C1.4, la integridad estructural es importante no solo en el diseño resistente a terremotos, sino también para resistir vientos fuertes, inundaciones, explosiones, fallas progresivas e incluso peligros comunes como el asentamiento de cimientos. Los requisitos detallados de esta sección abordan la integridad de la pared al diafragma.

**C12.11.1 Diseño para fuerzas fuera del plano.** Debido a que a menudo están sujetas a deformaciones locales causadas por la contracción del material, los cambios de temperatura y los movimientos de los cimientos, las conexiones de las paredes requieren cierto grado de ductilidad para adaptarse a los movimientos leves y, al mismo tiempo, brindar la resistencia requerida.

Aunque los muros no estructurales no están sujetos a este requisito, deben diseñarse de acuerdo con el Capítulo 13.

**C12.11.2 Anclaje de muros estructurales y transferencia de fuerzas de diseño a diafragmas u otros elementos estructurales de soporte.** Existen numerosos casos en los terremotos de EE. UU. De paredes altas, pesadas y de un solo piso que se desprendieron de los techos de soporte, lo que resultó en el colapso de las paredes y las bahías soportadas de la estructura del techo ([Hamburger y McCormick 2004](#)). La respuesta implica la amplificación dinámica del movimiento del suelo por la respuesta del sistema vertical y una mayor amplificación dinámica de los diafragmas flexibles. Las fuerzas de diseño para la categoría de diseño sísmico D y superiores se han desarrollado a lo largo de los años en respuesta a estudios de fallas específicas. Generalmente se acepta que el valor del diafragma rígido es razonable para estructuras sujetas a grandes movimientos del terreno. Para una idealización simple de la respuesta dinámica, estos valores implican que los efectos combinados de la acción inelástica en el sistema estructural principal que soporta el muro, el muro (actuando fuera del plano) y el anclaje mismo corresponden a un factor de reducción de 4.5 del elástico. respuesta a un movimiento MCER, y por lo tanto el valor del coeficiente de modificación de respuesta, R, asociado con la acción no lineal en la pared o el anclaje mismo es 3.0. Tal reducción generalmente no se puede lograr en el propio anclaje; por lo tanto, debe provenir de la fluencia en otra parte de la estructura, por ejemplo, los elementos verticales del sistema de resistencia a la fuerza sísmica, el diafragma o las paredes que actúan fuera del plano. Las fuerzas mínimas se basan en el concepto de que se produce una menor fluencia con movimientos de suelo más pequeños y que se puede lograr una menor fluencia para sistemas con valores más pequeños de R, que están permitidos en estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico B y C. El valor mínimo de R en estructuras asignado a la categoría de diseño sísmico D, excepto en voladizo

sistemas de columnas y muros de marco ligero revestidos con materiales que no sean paneles estructurales de madera, es 3.25, mientras que los valores mínimos de R para las Categorías B y C son 1.5 y 2.0, respectivamente.

Cuando la estructura del techo no sea perpendicular a las paredes ancladas, es necesario tomar medidas para transferir los componentes de tensión y deslizamiento de la fuerza de anclaje al diafragma del techo.

Cuando un muro en voladizo sobre su unión más alta o cerca de un nivel más alto de la estructura, el factor de reducción basado en la altura dentro de la estructura,  $\delta_1 \leq 2z/y^3$ , puede resultar en una fuerza de anclaje más baja que la apropiada. En tal caso, puede ser más apropiado utilizar un valor de 1,0 para el factor de reducción.

**C12.11.2.1 Fuerzas de anclaje de pared.** La flexibilidad del diafragma puede amplificar las aceleraciones fuera del plano de modo que las fuerzas de anclaje de la pared en esta condición sean el doble de las definidas en la Sección 12.11.1.

**C12.11.2.2 Requisitos adicionales para el anclaje de muros estructurales de hormigón o mampostería a diafragmas en estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico C a F**

### C12.11.2.2.1 Transferencia de fuerzas de anclaje al diafragma.

Este requisito, que tiene como objetivo evitar que el diafragma se desgarre durante una fuerte sacudida al requerir la transferencia de fuerzas de anclaje a lo largo de toda la profundidad del diafragma, fue impulsado por fallas en las conexiones entre los muros de hormigón inclinado hacia arriba y los sistemas de techo con paneles de madera en San 1971. Terremoto Fernando.

Dependiendo de la forma del diafragma y el espaciado de los miembros, son posibles numerosas combinaciones adecuadas de subdiafragmas, elementos de amarre continuo y subdiafragmas más pequeños que se conectan a subdiafragmas más grandes y lazos continuos. Las configuraciones de cada subdiafragma (o sub-subdiafragma) provistas deben cumplir con la relación simple de 2,5 a 1 de largo a ancho, y el tirante continuo debe tener la fuerza adecuada de miembro y conexión para soportar las fuerzas de anclaje de pared acumuladas. La relación de aspecto de 2,5 a 1 es aplicable a subdiafragmas de todos los materiales, pero solo cuando sirven como parte del sistema de unión continua.

### C12.11.2.2.2 Elementos de acero del sistema de anclaje de muros estructurales.

Se ha especificado un multiplicador de 1,4 para el diseño de resistencia de elementos de acero para obtener una resistencia a la fractura de casi 2 veces la fuerza de diseño especificada (donde  $y_t$  es 0,75 para rotura por tracción).

**C12.11.2.2.3 Diafragmas de madera.** Los estándares de materiales para diafragmas de paneles estructurales de madera permiten que el revestimiento resista el corte

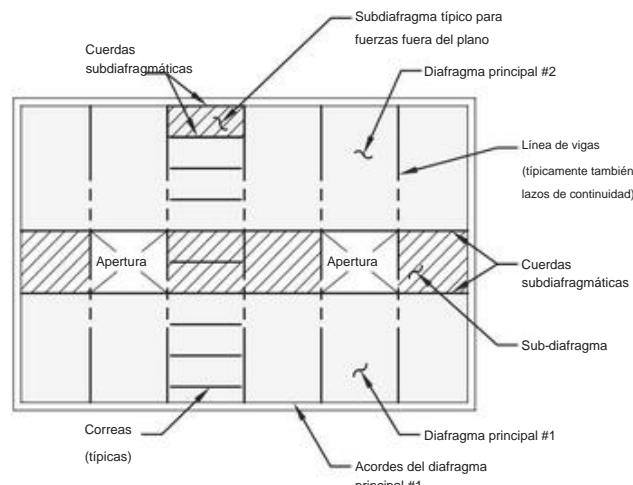


FIGURA C12.11-1 Armazón típico del subdiafragma

fuerzas solamente; No se permite el uso de un revestimiento de diafragma para resistir las fuerzas directas de tensión o compresión. Por lo tanto, las fuerzas de anclaje sísmicas fuera del plano de los muros estructurales deben transferirse a los elementos estructurales (como vigas, correas o subcorreas) utilizando correas o anclajes adecuados. Para los diafragmas de madera, es común utilizar elementos de encofrado y revestimiento locales como subdiafragmas para transferir las fuerzas de anclaje a líneas más concentradas de arrastre o encofrado de continuidad que transportan las fuerzas a través del diafragma y mantienen unido el edificio. La Fig. C12.11-1 muestra un plano esquemático de una estructura de techo típica que utiliza subdiafragmas.

Los sujetadores que sujetan los largueros de madera a las paredes estructurales están destinados a resistir las fuerzas de corte del revestimiento del diafragma adherido al larguero que actúa longitudinalmente a lo largo del larguero, pero no las fuerzas de corte que actúan transversalmente al larguero, que tienden a inducir la división en el larguero causada por flexión transversal.

Por lo general, se proporcionan correas o anclajes separados para transferir las fuerzas de la pared fuera del plano a los elementos estructurales perpendiculares.

Los requisitos de la Sección 12.11.2.2.3 son consistentes con los requisitos de AWC SDPWS, SDPWS-15 (2014) Sección 4.1.5.1 pero también se aplican al uso de madera en diafragmas que pueden quedar fuera del alcance de AWC SDPWS. Los ejemplos incluyen el uso de paneles estructurales de madera unidos a vigas de barras de acero o plataformas de metal unidas a clavadores de madera.

**C12.11.2.2.4 Diafragmas de plataforma metálica.** Además de las fuerzas de corte del anillo de transferencia, los diafragmas de plataforma metálica a menudo pueden resistir fuerzas axiales directas en al menos una dirección. Sin embargo, las cubiertas de metal corrugado no pueden transferir fuerzas axiales en la dirección perpendicular a las ondulaciones y son propensas a pandearse si la longitud no arriostrada de la cubierta como elemento de compresión es grande. Para manejar las fuerzas del diafragma perpendiculares a las corrugaciones de la plataforma, es común que las plataformas de metal se apoyen a intervalos de 8 a 10 pies (2,4 a 3,0 m) mediante vigas que están conectadas a las paredes de una manera adecuada para resistir la carga total. fuerza de diseño del anclaje de pared y llevar esa fuerza a través del diafragma. En la dirección paralela a las ondulaciones de la cubierta, se consideran sistemas de subdiafragma cerca de las paredes; si las fuerzas de compresión en la plataforma se vuelven grandes en relación con el espacio entre las vigas, se proporcionan pequeños elementos de refuerzo de compresión para transferir las fuerzas a los subdiafragmas.

**C12.11.2.2.5 Correas empotradas.** Las correas de acero se pueden usar en sistemas donde las paredes estructurales pesadas están conectadas a diafragmas de madera o acero como sistema de conexión de pared a diafragma. En los sistemas donde las correas de acero están incrustadas en paredes de concreto o mampostería, las correas deben doblarse alrededor de las barras de refuerzo en

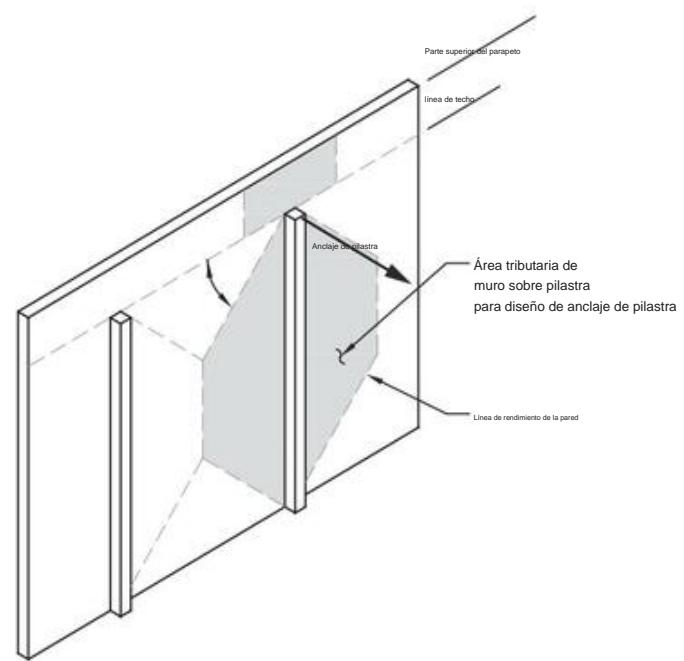


FIGURA C12.11-3 Área tributaria utilizada para determinar la fuerza de anclaje en la pilastra

los muros, que mejoran su desempeño dúctil para resistir los efectos de carga sísmica (p. ej., las correas tiran de las barras fuera del muro antes de que las correas fallen tirando sin sacar las barras de refuerzo). Se debe considerar la probabilidad de que se hayan utilizado correas de acero livianas en terremotos anteriores y hayan desarrollado grietas o fracturas en la interfaz de la estructura del muro al diafragma debido a los espacios en la estructura adyacente a las paredes.

**C12.11.2.2.6 Sistema de anclaje con carga excéntrica.** Los anclajes de pared a menudo se cargan de manera excéntrica, ya sea porque el mecanismo de envejecimiento del anclaje permite la excentricidad o debido a la desalineación del perno de anclaje o la correa. Esta excentricidad reduce la capacidad de conexión del anclaje y, por lo tanto, debe considerarse explícitamente en el diseño del anclaje. La figura C12.11-2 muestra un anclaje de techo a pared de un solo lado que está sujeto a una excentricidad severa debido a una varilla de anclaje mal colocada. Si el detalle se diseñara como una conexión concéntrica de dos lados, esta condición sería más fácil de corregir.

**C12.11.2.2.7 Muros con Pilastras.** La fuerza de anclaje en pilas debe calcularse considerando la flexión bidireccional en los paneles de pared. Es habitual anclar los muros a los diafragmas asumiendo flexión unidireccional y apoyos simples en la parte superior e inferior del muro. Sin embargo, cuando haya pilas en los muros, se debe tener en cuenta su efecto rigidizador. Los paneles entre pilas normalmente se apoyan a lo largo de todos los bordes del panel.

Donde ocurre este apoyo, la reacción en la parte superior de la pilastra es el resultado de la acción bidireccional del panel y se aplica directamente al anclaje que soporta la parte superior de la pilastra. La carga de anclaje en la pilastra generalmente es mayor que la típica carga de anclaje uniformemente distribuida entre pilas. La Fig. C12.11-3 muestra el área tributaria que se usa normalmente para determinar la fuerza de anclaje de una pilastra.

Los puntos de anclaje adyacentes a la pilastra deben diseñarse para la carga tributaria completa, ignorando conservadoramente el efecto de la pilastra adyacente.

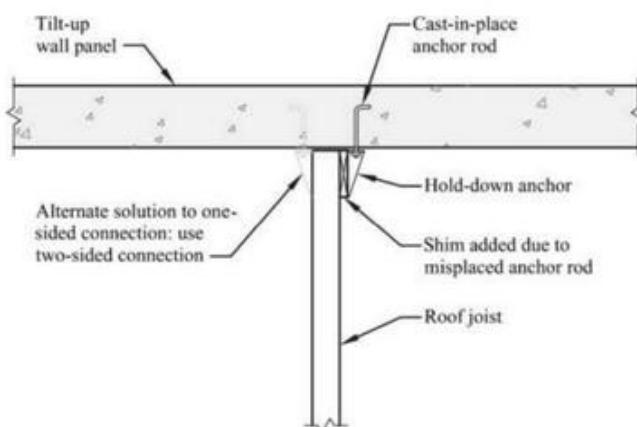


FIGURA C12.11-2 Vista en planta de anclaje de pared con varilla de anclaje mal colocada

## C12.12 DERIVA Y DEFORMACIÓN

Tal como se usa en la norma, la deflexión es el desplazamiento lateral absoluto de cualquier punto de una estructura en relación con su base, y la desviación del piso de diseño,  $\delta$ , es la diferencia en la deflexión a lo largo de la altura de un piso (es decir, la deflexión de un piso en relación con el del piso de abajo). La deriva,  $\Delta$ , se calcula de acuerdo con los procedimientos de la Sección 12.8.6. (Las Secciones 12.9.2 y 16.1 brindan procedimientos para calcular los desplazamientos para el espectro de respuesta modal y los procedimientos de análisis del historial de respuesta lineal, respectivamente; se debe usar la definición de  $\Delta$  en la Sección 11.3).

Las derivas de piso calculadas generalmente incluyen contribuciones torsionales a la deflexión (es decir, deflexión adicional en ubicaciones del centro de rigidez en otro lugar que no sea el centro de masa causado por la rotación del diafragma en el plano horizontal). Las disposiciones permiten despreciar estas contribuciones cuando no son significativas, como en los casos en que las derivas calculadas son mucho menores que las derivaciones de piso permitidas,  $\Delta_a$ , no existen irregularidades torsionales y no se requieren cálculos más precisos para las separaciones estructurales (consulte las Secciones C12.12.3 y C12.12.4).

Las desviaciones y las derivas del piso de diseño se calculan utilizando el movimiento del suelo del terremoto de diseño, que es dos tercios del movimiento del suelo del terremoto máximo considerado como objetivo de riesgo (MCER). Por lo tanto, es probable que se subestimen las derivas resultantes.

El cortante base de diseño,  $V_d$ , utilizado para calcular  $\Delta_a$  se reduce por el coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ . La multiplicación de los desplazamientos por el factor de amplificación de deflexión,  $C_d$ , pretende corregir esta reducción y aproximar las derivas inelásticas correspondientes al espectro de respuesta de diseño sin reducir por  $R$ . Sin embargo, se reconoce que el uso de valores de  $C_d$  menores que  $R$  subestima las deflexiones (Uang y Maarouf 1994). También las Secciones C12.8.6.2 y C12.9.1.4 tratan sobre el cortante base apropiado para calcular los desplazamientos.

Por estas razones, los desplazamientos calculados pueden no corresponder bien a los movimientos del terreno MCER. Sin embargo, son apropiados para su uso en la evaluación del cumplimiento de la estructura con los límites de deriva de piso establecidos en la Tabla 12.12-1 de la norma.

Hay muchas razones para limitar la deriva; los más significativos son abordar el desempeño estructural de la tensión inelástica de los miembros y la estabilidad del sistema y limitar el daño a los componentes no estructurales, que pueden poner en peligro la vida. Las derivas proporcionan una medida directa pero imprecisa de la deformación unitaria y la estabilidad estructural de los miembros. Bajo pequeñas deformaciones laterales, las tensiones secundarias causadas por el efecto P-delta normalmente se encuentran dentro de los límites tolerables (consulte la Sección C12.8.7). Los límites de deriva proporcionan un control indirecto del desempeño estructural.

Los edificios sujetos a terremotos necesitan control de deriva para limitar el daño a las particiones, cerramientos de huecos y escaleras, vidrio y otros componentes no estructurales frágiles. Los límites de deriva se han establecido sin tener en cuenta las consideraciones económicas, como una comparación del valor actual de las reparaciones futuras con costos estructurales adicionales para limitar la deriva. Estos son asuntos que deben abordar los propietarios y diseñadores de edificios.

Las derivas de piso permitidas,  $\Delta_a$ , de la Tabla 12.12-1 reflejan la opinión de consenso del Comité ASCE 7 teniendo en cuenta los objetivos de control de daños y seguridad humana descritos en el comentario mencionado anteriormente. Debido a que los desplazamientos inducidos en una estructura incluyen efectos inelásticos, es probable que se produzcan daños estructurales como resultado de un sismo de nivel de diseño. Esta noción puede verse a partir de los valores de  $\Delta_a$  establecidos en la tabla 12.12-1. Para otras estructuras asignadas a la Categoría de Riesgo I o II, el valor de  $\Delta_a$  es 0.02hsx, que es aproximadamente 10 veces la deriva normalmente permitida bajo cargas de viento. Si se produjieran repetidamente deformaciones muy por encima de  $\Delta_a$ , los elementos estructurales del sistema resistente a fuerzas sísmicas podrían perder tanta rigidez o resistencia que comprometerían la seguridad y la estabilidad de la estructura.

Para proporcionar un mejor desempeño para las estructuras asignadas a la Categoría de riesgo III o IV, sus desviaciones de piso permitidas,  $\Delta_a$ , generalmente son más estrictas que las asignadas a la Categoría de riesgo I o II. Sin embargo, esos límites siguen siendo mayores que los umbrales de daño para la mayoría de los componentes no estructurales. Por lo tanto, aunque se debe mejorar el desempeño de las estructuras asignadas a la Categoría de riesgo III o IV, puede haber daños considerables por un terremoto de nivel de diseño.

Las derivas de piso permitidas,  $\Delta_a$ , para estructuras de un máximo de cuatro pisos por encima de la base se relajan un poco, siempre que las paredes interiores, las particiones, los techos y los sistemas de paredes exteriores hayan sido diseñados para adaptarse a las derivas de piso. El tipo de estructura previsto por la nota al pie d en la Tabla 12.12-1 sería similar a una estructura de acero prefabricada con revestimiento metálico.

Los valores de  $\Delta_a$  establecidos en la Tabla 12.12-1 se aplican a cada piso. Para algunas estructuras, el cumplimiento de los requisitos de resistencia puede producir un sistema con control de deriva adecuado. Sin embargo, el diseño de pórticos resistentes a momentos y de muros de cortante altos y angostos o pórticos arriostrados a menudo se rige por consideraciones de deriva. Cuando las aceleraciones de la respuesta espectral del diseño son grandes, se espera que las consideraciones de la deriva sísmica controlen el diseño de los edificios de altura media.

**C12.12.3 Separación Estructural.** Esta sección aborda el potencial de impacto de las estructuras adyacentes durante un terremoto. Tales condiciones pueden surgir debido a la construcción en o cerca de una línea de propiedad o debido a la introducción de separaciones dentro de una estructura (típicamente llamadas "juntas sísmicas") con el fin de permitir su respuesta independiente al movimiento del suelo sísmico. Tales juntas pueden eliminar con eficacia las irregularidades y las grandes transferencias de fuerza entre partes del edificio con diferentes propiedades dinámicas.

El estándar requiere que la distancia sea "suficiente para evitar el contacto dañino bajo deflexión total". Se recomienda calcular la distancia utilizando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las desviaciones laterales. Tal método de combinación trata las deformaciones como variables linealmente independientes. Las deflexiones utilizadas son los desplazamientos esperados (p. ej., las deflexiones inelásticas máximas previstas, incluidos los efectos de la torsión y la deformación del diafragma). Así como estos desplazamientos aumentan con la altura, también lo hace la separación requerida. Si se puede demostrar que los efectos del impacto no son perjudiciales, se pueden reducir las distancias de separación requeridas.

Para estructuras de muros de corte rígidos con diafragmas rígidos cuyas deflexiones laterales no pueden estimarse razonablemente, las disposiciones de NEHRP (FEMA 2009a) sugieren que los requisitos de códigos anteriores para separaciones estructurales de al menos 1 pulgada (25 mm) más 1/2 pulgada (13 mm) ) por cada 10 pies (3 m) de altura por encima de los 20 pies (6 m).

**C12.12.4 Elementos que se extienden entre estructuras.** Cuando una parte de la estructura se separa sísmicamente de su soporte, el diseño del soporte requiere atención para garantizar que se mantenga el soporte mientras las dos partes se mueven independientemente durante los movimientos sísmicos del suelo. Para evitar la pérdida de soporte por gravedad de los elementos que forman un puente entre las dos partes, no se debe subestimar el desplazamiento relativo. Desplazamientos calculados para verificar el cumplimiento de los límites de deriva [Eq. (12.8-15)] y separaciones estructurales [Eq. (12.12-1)] puede ser insuficiente para este propósito.

La disposición establece cuatro requisitos para garantizar que se desplace ment no se subestima:

1. Las deflexiones calculadas utilizando la ecuación. (12.8-15) se multiplican por 1.5R $\Delta_a$ Cd para corregir la probable subestimación del desplazamiento por la ecuación. El factor de 1.5 corrige por el factor 2/3 que se utiliza en el cálculo de la base sísmica cortante,  $V$ , al reducir el cortante base del valor basado

- sobre el movimiento del terreno MCER (Sección 11.4.4). Multiplicar por  $R_y/C_d$  corrige el hecho de que los valores de  $C_d$  menores que  $R$  subestiman las deflexiones ([Uang y Maarouf 1994](#)).
2. Las flechas se calculan para efectos de torsión, incluidos los factores de amplificación. La rotación del diafragma puede agregar significativamente a los desplazamientos del centro de masa calculados usando la ecuación. (12.8-15).
  3. Se requiere calcular los desplazamientos causados por las deformaciones del diafragma, como en algunos tipos de construcción donde la deformación durante los movimientos sísmicos del diafragma puede ser considerable.
  4. Se usa la suma absoluta de los desplazamientos de las dos porciones en lugar de una combinación modal, como con la ecuación. (12.12-2), lo que representaría un valor probable.

Se reconoce que es probable que los desplazamientos así calculados sean conservadores. Sin embargo, es probable que las consecuencias de la pérdida del apoyo de la gravedad sean graves, y se considera apropiado cierto conservadurismo.

**C12.12.5 Compatibilidad de deformación para las categorías de diseño sísmico D a F.** En regiones de alta sismicidad, muchos diseñadores aplican requisitos de detalle dúctil a elementos que están destinados a resistir fuerzas sísmicas, pero descuidan tales prácticas para componentes no estructurales o para componentes estructurales que están diseñados para resistir fuerzas sísmicas. resistir sólo las fuerzas de la gravedad, pero debe sufrir las mismas deformaciones laterales que el sistema designado para resistir fuerzas sísmicas. Incluso cuando los elementos de la estructura no están destinados a resistir fuerzas sísmicas y no están detallados para tal resistencia, pueden participar en la respuesta y pueden sufrir daños severos como resultado. Esta disposición requiere que el diseñador proporcione un nivel de detalle dúctil o proporciones a todos los elementos de la estructura apropiados para las demandas de deformación calculadas en la deriva del piso de diseño,  $\gamma$ . Esta disposición se puede lograr aplicando detalles en los elementos de gravedad similares a los utilizados en los elementos del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas o proporcionando suficiente resistencia en esos elementos, o proporcionando suficiente rigidez en la estructura general para evitar demandas de ductilidad en esos elementos.

En el terremoto de Northridge de 1994, tal participación fue causa de varios fracasos. Un informe de reconocimiento preliminar de ese terremoto ([EERI 1994](#)) establece lo siguiente:

De gran importancia es la observación de que seis de los siete colapsos parciales (en modernas estructuras de estacionamiento de concreto prefabricado) parecen haber sido precipitados por daños al sistema de carga por gravedad. Posiblemente, la combinación de una gran deformación lateral y una carga vertical causó el aplastamiento en columnas mal confinadas que no se detallaron como parte del sistema resistente a la carga lateral. Se observaron fallas por punzonamiento en algunas estructuras en las conexiones de losa a columna, como en el edificio Four Seasons en Sherman Oaks. El principal sistema de resistencia a la carga lateral fue un marco dúctil perimetral que funcionó bastante bien. Sin embargo, el sistema interior de losa-columna fue incapaz de sufrir las mismas deflexiones laterales y experimentó fallas por punzonamiento.

Esta sección aborda tales preocupaciones. En lugar de depender de los diseñadores para asumir niveles apropiados de rigidez, esta sección requiere explícitamente que se consideren los efectos de rigidez de los elementos estructurales y no estructurales rígidos adyacentes y que se use un valor racional de la rigidez del miembro y de la restricción para el diseño de los componentes estructurales que no son parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

Esta sección también incluye un requisito para abordar los cortantes que pueden ser inducidos en componentes estructurales que no son parte del

sistema resistente a la fuerza sísmica porque las fallas repentinas por corte han sido catastróficas en terremotos pasados.

La excepción tiene por objeto fomentar el uso de detalles intermedios o especiales en vigas y columnas que no forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas. A cambio de un mejor detalle, se permite que dichas vigas y columnas se diseñen para resistir momentos y cortantes de deflexiones no amplificadas. Este enfoque de diseño refleja las observaciones y la evidencia experimental de que los componentes estructurales bien detallados pueden acomodar grandes desviaciones al responder de manera inelástica sin perder una capacidad de carga vertical significativa.

## C12.13 DISEÑO DE CIMENTACIONES

**C12.13.1 Base de diseño.** En la práctica tradicional de la ingeniería geotécnica, el diseño de la cimentación se basa en tensiones admisibles, con capacidades de carga de la cimentación admisibles,  $Q_{as}$ , para cargas muertas más cargas vivas basadas en asentamientos estáticos limitantes, lo que proporciona un gran factor de seguridad contra capacidades máximas superiores. En esta práctica, las tensiones permisibles del suelo para cargas muertas más cargas vivas a menudo se incrementan arbitrariamente en un tercio para combinaciones de carga que incluyen fuerzas de viento o sísmicas. Ese enfoque es demasiado conservador y no es del todo consistente con la base de diseño prescrita en la Sección 12.1.5, ya que no se basa en una consideración explícita de la resistencia esperada y las propiedades dinámicas de los suelos del sitio. El diseño de resistencia de cimentaciones de acuerdo con la Sección 12.13.5 facilita una satisfacción más directa de la base de diseño.

La Sección 12.13.1.1 proporciona valores de efecto de carga horizontal,  $E_h$ , que se utilizan en la Sección 12.4.2 para determinar las combinaciones de carga de cimentación que incluyen efectos sísmicos. Los efectos de carga sísmica vertical todavía se determinan de acuerdo con la Sección 12.4.2.2.

Los valores de efecto de carga sísmica horizontal de cimentación especificados en la Sección 12.13.1.1 están destinados a ser utilizados con fuerzas sísmicas horizontales,  $QE$ , definidas en la Sección 12.4.2.1.

### C12.13.3 Características de carga-deformación de la cimentación.

Para los métodos de análisis dinámico y estático lineal, donde se incluye la flexibilidad de la cimentación en el análisis, el comportamiento de carga-deformación del suelo de soporte debe representarse mediante una rigidez elástica equivalente usando propiedades del suelo que sean compatibles con los niveles de deformación del suelo asociados con el terremoto de diseño. movimiento. El módulo de corte compatible con la deformación,  $G$ , y la velocidad de la onda de corte compatible con la deformación asociada,  $vs$ , necesarios para la evaluación de la rigidez elástica equivalente se especifican en el Capítulo 19 de la norma o pueden basarse en un estudio específico del sitio. Aunque la inclusión de la flexibilidad del suelo tiende a alargar el período fundamental de la estructura, no debería cambiar las limitaciones del período máximo que se aplican al calcular el cortante base requerido de una estructura.

Es necesario un modelo matemático que incorpore un sistema combinado de superestructura y cimentación para evaluar el efecto de las deformaciones de la cimentación y el suelo sobre los elementos de la superestructura. Por lo general, los resortes lineales independientes de la frecuencia se incluyen en el modelo matemático para representar las características de carga-deformación del suelo, y los componentes de la cimentación se modelan explícitamente (p. ej., cimentación de malla que soporta una configuración de muros estructurales) o se supone que rígido (p. ej., zapata extendida que soporta una columna). En casos específicos, se puede usar un resorte para modelar tanto el suelo como el componente de cimentación (p. ej., vigas de nivelación o pilotes individuales).

Para el análisis dinámico, el estándar requiere una evaluación paramétrica con parámetros de suelo límite superior e inferior para tener en cuenta la incertidumbre en la rigidez del suelo modelado y la variabilidad del suelo *in situ* y para evaluar la sensibilidad de estas variaciones en la superestructura. Las fuentes de incertidumbre incluyen

variabilidad en la tasa de carga, incluida la naturaleza cíclica de la respuesta del edificio, el nivel de tensión asociado con la carga en el terremoto de diseño (o más fuerte), la idealización de propiedades del suelo potencialmente no lineales como elásticas y la variabilidad en las propiedades estimadas del suelo. En menor medida, esta variación explica la variabilidad en el desempeño de los componentes de la cimentación, principalmente cuando se asume una cimentación rígida o no se modela explícitamente la distribución del agrietamiento de los elementos de concreto.

Los procedimientos de análisis comúnmente utilizados tienden a separar los componentes "estructurales" de la cimentación (p. ej., zapata, viga de nivelación, pilote y cabeza de pilote) de los componentes de soporte (p. ej., suelo). Los componentes "estructurales" generalmente se analizan utilizando combinaciones de carga de diseño de resistencia estándar y metodologías, mientras que los componentes del suelo adyacentes se analizan utilizando prácticas de diseño de tensión admisible (ASD), en las que las fuerzas sísmicas (que han sido reducidas por R) se consideran utilizando ASD combinaciones de carga, para hacer comparaciones de fuerzas de diseño versus capacidades permitidas. Estas capacidades de suelo "permisibles" generalmente se basan en la resistencia esperada dividida por un factor de seguridad, para un nivel dado de deformaciones potenciales.

Cuando el diseño de la superestructura y los componentes de la cimentación se realiza usando combinaciones de carga de nivel de resistencia, esta práctica tradicional de usar el diseño de tensión admisible para verificar la conformidad del suelo puede volverse problemática para evaluar el comportamiento de los componentes de la cimentación. Las disposiciones NEHRP de 2009 ([FEMA 2009a](#)) contienen dos documentos de recursos (RP 4 y RP 8) que brindan orientación sobre la aplicación de procedimientos de diseño de resistencia última en el diseño geotécnico de cimientos y el desarrollo de caracterizaciones de carga-deformación de cimientos tanto para y métodos de análisis no lineales. ASCE 41 ([2014b](#)) contiene orientación adicional sobre estos temas .

**C12.13.4 Reducción del vuelco de cimientos.** Dado que la distribución vertical de las fuerzas sísmicas horizontales prescritas para su uso con el procedimiento de fuerza lateral equivalente está destinada a envolver los cortantes del piso, las fuerzas de volcamiento de la base resultantes pueden ser exageradas en algunos casos. (Consulte la Sección C12.13.3). Dicho vuelco se sobreestimará cuando se exciten múltiples modos de vibración, por lo que se permite una reducción del 25 por ciento en los efectos de vuelco para verificar la estabilidad del suelo. Esta reducción no está permitida para estructuras tipo péndulo invertido o columna en voladizo, que típicamente tienen un solo modo de respuesta.

Dado que el procedimiento de análisis de espectro de respuesta modal refleja con mayor precisión la distribución real del cortante base y el momento de volteo, la reducción permitida se reduce al 10 por ciento.

**C12.13.5 Diseño de resistencia para capacidad geotécnica de cimientos.** Esta sección proporciona una guía para determinar las resistencias nominales, los factores de resistencia y los criterios de aceptación cuando se utilizan las combinaciones de carga de diseño de resistencia de la Sección 12.4.2, en lugar de las combinaciones de carga de tensión permisibles, para verificar las tensiones en la interfaz suelo-cimentación.

**C12.13.5.1.1 Parámetros de resistencia del suelo.** Si los suelos están saturados o se anticipa que lo estarán, las propiedades del suelo sin drenaje pueden usarse para cargas sísmicas transitorias, aunque las resistencias drenadas pueden haberse usado para cargas estáticas o más sostenidas. Para suelos competentes cuya resistencia no se espera que se degrade durante la carga sísmica (p. ej., debido a la licuefacción parcial o total de suelos sin cohesión o reducción de la resistencia de arcillas sensibles), se recomienda el uso de resistencias estáticas del suelo para determinar la capacidad geotécnica de cimentación nominal,  $Q_{ns}$ , de cimientos. El uso de resistencias estáticas es algo conservador para tales suelos porque los efectos de la tasa de carga tienden a aumentar las resistencias del suelo para cargas transitorias. Dichos efectos de tasa se desprecian porque es posible que no

dan como resultado un aumento significativo de la resistencia para algunos tipos de suelo y son difíciles de estimar con confianza sin programas especiales de prueba dinámica. La evaluación del potencial de licuefacción del suelo u otros mecanismos para reducir la resistencia del suelo es crítica, porque estos efectos pueden reducir la resistencia del suelo muy por debajo de la resistencia estática para suelos susceptibles.

La mejor resistencia nominal estimada de las zonas,  $Q_{ns}$ , debe determinarse utilizando prácticas de ingeniería de cimentaciones aceptadas. En ausencia de carga de momento, la capacidad de carga vertical última de una zapata rectangular de ancho  $B$  y longitud  $L$  puede escribirse como  $Q_{ns} = q_c \cdot B \cdot L$ , donde  $q_c$  = presión de carga última del suelo.

Para zonas rígidas sujetas a momento y carga vertical, los esfuerzos de contacto se concentran en los bordes de la zapata, particularmente cuando ocurre el levantamiento de la zapata. Aunque el comportamiento no lineal de los suelos hace que la presión real del suelo debajo de una zapata se vuelva no lineal, lo que da como resultado una resistencia última de la cimentación que es ligeramente mayor que la resistencia que se determina suponiendo una distribución trapezoidal o triangular simplificada de la presión del suelo con una presión máxima del suelo igual a la presión última del suelo,  $q_c$ , la diferencia entre la resistencia última nominal de la cimentación y la resistencia última efectiva calculada usando estas suposiciones simplificadas no es significativa.

La resistencia lateral se puede determinar a partir de datos de prueba o mediante una combinación de valores de carga lateral, fricción lateral y cohesión. Los valores de carga lateral pueden representar valores determinados a partir de los valores de resistencia pasiva del suelo o la roca, o pueden representar un valor "permisible" reducido determinado para cumplir con un límite de deformación definido. Los valores de fricción lateral pueden representar los valores de fricción lateral causados por el levantamiento o el movimiento de una cimentación contra el suelo, como el levantamiento de pilotes o una fricción lateral causada por el movimiento lateral de la cimentación, o pueden representar la resistencia de fricción lateral que puede estar presente debajo de una cimentación, causada por el peso de la gravedad de las cargas que se apoyan sobre el material de soporte.

Se puede suponer que la capacidad geotécnica de cimentación lateral de una zapata es igual a la suma de la mejor resistencia pasiva del suelo estimada contra la cara vertical de la zapata más la mejor estimación de la fuerza de fricción del suelo sobre la base de la zapata. La determinación de la resistencia pasiva debe considerar la contribución potencial del rozamiento en la cara vertical.

Para pilotes, la mejor resistencia vertical estimada (tanto para la compresión axial como para la carga de tracción axial) debe determinarse utilizando la práctica de ingeniería de cimentación aceptada. La capacidad resistente a momento de un grupo de pilotes debe determinarse asumiendo una cabeza de pilote rígida, lo que conduce a una distribución triangular inicial de la carga axial del pilote a partir de los momentos de volteo aplicados. Sin embargo, la capacidad axial total esperada de los pilotes se puede movilizar cuando se calcula la capacidad por momento, de manera análoga a la descrita para una zapata. La resistencia proporcionada en las cabezas de los pilotes y las conexiones intermedias debe ser capaz de transmitir las mejores fuerzas estimadas de los pilotes a la estructura soportada. Al evaluar la resistencia a la tracción axial, se debe considerar la capacidad de la cabeza del pilote y las conexiones de empalme para resistir las cargas de tracción mayoradas.

Se puede suponer que la capacidad geotécnica de cimentación lateral de un grupo de pilotes es igual a la mejor resistencia pasiva estimada que actúa contra la cara de la cabeza del pilote más la resistencia adicional proporcionada por los pilotes.

Cuando la capacidad geotécnica de cimentación nominal,  $Q_{ns}$ , se determina mediante pruebas in situ de cimentaciones prototípicas, el programa de prueba, incluidos el número y la ubicación apropiados de las muestras de prueba, debe ser proporcionado a la autoridad competente por un diseñador profesional registrado, con base en el alcance y la variabilidad de las condiciones geotécnicas presentes en el sitio.

**C12.13.5.2 Factores de Resistencia.** Los factores de resistencia,  $\gamma$ , se proporcionan para reducir las capacidades geotécnicas nominales de los cimientos,

$Q_{ns}$ , para diseñar capacidades geotécnicas de cimentaciones, y  $Q_{ns}$ , para verificar criterios de aceptación de cimentaciones. Los valores de  $\gamma$  recomendados aquí se han basado en los valores presentados en las Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD (2010). Los valores AASHTO se han simplificado aún más mediante el uso de valores menores cuando se presentan valores múltiples. Estos factores de resistencia representan no solo las variaciones inevitables en el diseño, la fabricación y el montaje, sino también la variabilidad que a menudo se encuentra en las condiciones del sitio y los métodos de prueba (AASHTO 2010).

C12.13.5.3 Criterios de aceptación. La capacidad geotécnica de la fundación de diseño, y  $Q_{ns}$ , se utiliza para evaluar la aceptabilidad de los procedimientos de análisis lineal. La movilización de la capacidad última en los procedimientos de análisis no lineales no conduce necesariamente a un rendimiento inaceptable porque las deformaciones estructurales provocadas por los desplazamientos de los cimientos pueden ser tolerables. Para los procedimientos de análisis no lineal, la Sección 12.13.3 también requiere la evaluación del comportamiento estructural utilizando la variación paramétrica de la resistencia de la cimentación para identificar cambios potenciales en las demandas de ductilidad estructural.

C12.13.6 Diseño de tensión admisible para capacidad geotécnica de cimentación. En la práctica tradicional de la ingeniería geotécnica, el diseño de cimentación, cargas muertas más cargas vivas basadas en asentamientos estáticos limitantes, lo que proporciona un gran factor de seguridad contra capacidades máximas superiores. En esta práctica, las tensiones permisibles del suelo para cargas muertas más cargas vivas a menudo se incrementan arbitrariamente en un tercio para combinaciones de carga que incluyen fuerzas de viento o sísmicas. Ese enfoque puede ser más conservador y menos consistente que la base de diseño de resistencia prescrita en la Sección 12.1.5, ya que no se basa en una consideración explícita de la resistencia esperada y las propiedades dinámicas de los suelos del sitio.

#### C12.13.7 Requisitos para Estructuras Asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico C

C12.13.7.1 Estructuras tipo poste. Las altas presiones de contacto que se desarrollan entre un poste empotrado y el suelo como resultado de las cargas laterales hacen que las estructuras tipo poste sean sensibles a los movimientos sísmicos. La resistencia y la rigidez a la flexión de los postes, la capacidad de carga lateral del suelo y la deformación permisible a nivel del suelo son consideraciones clave en el diseño. Para obtener más información sobre la interacción polo-suelo, consulte la Sección C12.13.8.7.

C12.13.7.2 Lazos de cimentación. Un aspecto importante del desempeño sísmico adecuado es que el sistema de cimentación actúa como una unidad integral, que no permite que una columna o pared se mueva apreciablemente hacia otra. Para lograr este rendimiento, la norma requiere que los cabezales de pilotes estén unidos. Este requisito es especialmente importante cuando el uso de cimientos profundos es impulsado por la existencia de suelos superficiales blandos.

Los edificios de varios pisos a menudo tienen columnas principales que ocupan toda la altura del edificio adyacente a columnas más pequeñas que soportan solo un nivel; la fuerza de amarrar calculada debe basarse en la carga de columna más pesada.

La norma permite métodos alternativos para unir cimientos cuando sea apropiado. Confiar en la presión lateral del suelo sobre las cabezas de los pilotes para proporcionar la restricción requerida no es un método recomendado porque los movimientos del terreno son muy dinámicos y ocasionalmente pueden variar entre los puntos de apoyo de la estructura durante un evento sísmico a nivel de diseño.

C12.13.7.3 Requisitos de anclaje de pilotes. Los requisitos de anclaje del pilote están destinados a evitar fallas por fragilidad de la conexión al cabezal del pilote bajo movimientos moderados del suelo.

Los movimientos moderados del suelo pueden resultar en fuerzas de tensión en los pilotes o

momentos de flexión que podrían comprometer el empotramiento superficial del anclaje. La pérdida del anclaje del pilote podría dar como resultado un aumento de los desplazamientos estructurales debido al balanceo, la inestabilidad por vuelco y la pérdida de resistencia al corte en la superficie del suelo. La unión del concreto a una sección de pilote de acero desnudo por lo general no es confiable, pero se permite la conexión por medio de barras corrugadas adecuadamente desarrolladas desde la cabeza del pilote al concreto confinado por una sección de pilote circular.

#### C12.13.8 Requisitos para estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico D a F

C12.13.8.1 Estructuras tipo poste. Consulte la Sección C12.13.7.1.

C12.13.8.2 Lazos de cimentación. Consulte la Sección C12.13.7.2. Para

Categorías de diseño sísmico D a F, el requisito se extiende a zapatas extendidas en suelos blandos (clase de sitio E o F).

C12.13.8.3 Requisito general de diseño de pilotes. El diseño de pilotes se basa en el mismo coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ , utilizado en el diseño de la superestructura; debido a que resulta un comportamiento inelástico, los pilotes deben diseñarse con una ductilidad similar a la de la superestructura. Cuando ocurren movimientos fuertes del suelo, la interacción inercial pilote-suelo puede producir bisagras plásticas en pilotes cerca de la parte inferior de la cabeza del pilote, y la interacción cinemática suelo-pilote da como resultado momentos de flexión y fuerzas cortantes a lo largo de la longitud del pilote, siendo mayores en las interfaces entre estratos de suelo duro y blando. Estos efectos son particularmente severos en suelos blandos y suelos licuables, por lo que la Sección 14.2.3.2.1 requiere detalles especiales en las áreas de interés.

Los cortantes y las curvaturas en los pilotes causados por la interacción inercial y cinemática pueden exceder la capacidad de flexión de los pilotes de diseño convencional, dando como resultado daños severos. Margason y Holloway (1977) y Mylonakis (2001) analizan las técnicas de análisis para evaluar la flexión de los pilotes, y Sheppard (1983) analiza más a fondo estos efectos en los pilotes de hormigón. Para medios elásticos homogéneos y suponiendo que el pilote sigue al suelo, la curvatura de campo libre (deformaciones del suelo sin presencia de pilote) se puede estimar dividiendo la aceleración máxima del suelo por el cuadrado de la velocidad de la onda de corte del suelo. Se necesita un juicio considerable al usar esta relación simple para un perfil inelástico en capas con efectos de interacción pilote-suelo. Norris (1994) analiza métodos para evaluar la interacción pilote-suelo.

Al determinar la extensión de los detalles especiales, el diseñador debe considerar la variación en las condiciones del suelo y las longitudes de los pilotes hincados, de modo que se proporcione la ductilidad adecuada en las interfaces de curvatura potencialmente altas. El confinamiento de pilotes de hormigón para proporcionar ductilidad y mantener la funcionalidad del pilote de núcleo confinado durante y después del terremoto puede obtenerse mediante el uso de refuerzo espiral pesado o revestimientos exteriores de acero.

C12.13.8.4 Pilas de talud. Las pilas de talud parcialmente empotradas tienen un historial de bajo desempeño en fuertes sacudidas del suelo, como lo muestran Gerwick y Fotinos (1992). La falla de los pilotes inclinados se ha atribuido al diseño que desprecia la carga sobre los pilotes por la deformación del terreno o supone que las cargas laterales son resistidas por la respuesta axial de los pilotes sin tener en cuenta los momentos inducidos en el pilote en la cabeza del pilote (Lam y Bertero 1990).

Debido a que se considera que los pilotes de talud tienen una ductilidad limitada, deben diseñarse utilizando las combinaciones de carga, incluida la sobrerresistencia. Las conexiones resistentes a momentos entre el pilote y la cabeza del pilote deben resolver las excentricidades inherentes a las configuraciones del pilote en talud. Este concepto está claramente ilustrado por EQE Engineering (1991).

C12.13.8.5 Requisitos de anclaje de pilotes. Los pilotes deben anclarse a la cabeza del pilote para permitir mecanismos de disipación de energía, como el deslizamiento del pilote en la interfaz pilote-suelo, mientras se mantiene una conexión competente. Esta sección de la norma

establece un enfoque de diseño de capacidad para lograr ese objetivo. Los anclajes que se encuentran en las esquinas y los bordes de las cabezas de los pilotes deben reforzarse para evitar la falla local de las secciones de concreto simple causadas por cortantes, cargas axiales y momentos de los pilotes.

C12.13.8.6 Empalmes de segmentos de pilotes. Se aplica un enfoque de diseño por capacidad, similar al del anclaje de pilotes, a los empalmes de pilotes.

C12.13.8.7 Interacción pilote-suelo. Los pilotes cortos y los pilotes largos y esbeltos empotrados en la tierra se comportan de manera diferente cuando se someten a fuerzas y desplazamientos laterales. La respuesta de un pilote largo y delgado depende de su interacción con el suelo considerando la respuesta no lineal del suelo. Numerosas curvas de ayuda para el diseño y programas de computadora están disponibles para este tipo de análisis, que es necesario para obtener momentos, fuerzas y deflexiones de pilotes realistas y es común en la práctica ([Ensoft 2004b](#)). Los modelos más sofisticados, que también consideran el comportamiento inelástico del pilote mismo, se pueden analizar utilizando programas informáticos de análisis no lineal de propósito general o se pueden aproximar mucho utilizando la metodología y el procedimiento del estado límite pilote-suelo proporcionados por Song et al. ([2005](#)).

Cada pilote corto (con relaciones de longitud a diámetro de no más de 6) se puede tratar como un cuerpo rígido, lo que simplifica el análisis. En los códigos de construcción actuales se proporciona un método que supone un cuerpo rígido y una respuesta lineal del suelo para el apoyo lateral. Un estudio de Czerniak ([1957](#)) proporciona un enfoque más preciso y completo utilizando este método.

C12.13.8.8 Efectos de grupos de pilotes. Los efectos de los grupos de pilotes, cuando estén muy juntos, deben tenerse en cuenta para la respuesta vertical y horizontal. A medida que los grupos de pilotes estrechamente espaciados se mueven lateralmente, las zonas de falla de los pilotes individuales se superponen y se reduce la resistencia horizontal y la respuesta de rigidez del sistema pilote-suelo. Los factores de reducción o "p-multiplicadores" se utilizan para dar cuenta de estos grupos de montones muy próximos entre sí. Para un espaciamiento de centro a centro de pilotes de tres diámetros de pilotes, Rollins et al. ([1999](#)). Los programas de computadora están disponibles para analizar los efectos de grupo suponiendo suelo no lineal y pilotes elásticos ([Ensoft 2004a](#)).

C12.13.9 Requisitos para Fundaciones en Sitios Licuables. Esta nueva sección proporciona requisitos para los cimientos de estructuras que están ubicadas en sitios que han sido determinados

tener el potencial de licuarse cuando se somete a movimientos de tierra de terremoto máximo considerado geomean. Esta sección complementa los requisitos de la Sección 11.8, que proporciona requisitos para las investigaciones geotécnicas en áreas con riesgo significativo de movimiento del suelo sísmico con requisitos específicos para información geotécnica adicional y recomendaciones para sitios que tienen el potencial de licuarse cuando se someten al movimiento del suelo del terremoto máximo considerado geomean.

Antes de la edición de 2010 de ASCE 7 (que se basó en las Disposiciones sísmicas recomendadas por NEHRP de 2009 para edificios nuevos y otras estructuras, [FEMA 2009a](#)), los requisitos del código de construcción que rigen para cimientos donde estaban presentes condiciones de suelo potencialmente licuables eran el Capítulo 18 de la International Building Código (ICC 2009). El Capítulo 18 del IBC (ICC 2009) especificó el uso de los movimientos sísmicos de diseño (DE) para todas las evaluaciones estructurales y geotécnicas de edificios. El Capítulo 18 de IBC ([ICC 2012](#)) hace referencia a ASCE 7-10 ([2010](#)) y elimina la referencia a DE. El Capítulo 11 de ASCE 7-10 ([2010](#)) tiene nuevos requisitos que especifican que se debe usar el Máximo Sismo Considerado (MCE) en lugar de los movimientos de tierra DE para las evaluaciones geotécnicas (relacionadas con la licuación) que se especifican en IBC (ICC 2009).

La razón por la que se hizo el cambio a los movimientos de tierra MCE para las evaluaciones de licuación en ASCE 7-10 ([2010](#)) fue para hacer que los movimientos de tierra usados en las evaluaciones fueran consistentes con los movimientos de tierra usados como base para el diseño de estructuras. Comenzando con la edición 2000 del IBC ([ICC 2000](#)), los mapas de movimiento del suelo provistos en el código para el diseño sísmico eran valores mapeados MCE y no valores DE. Aunque los valores de diseño para estructuras en el IBC se basan en movimientos de suelo DE, que son dos tercios del MCE, los estudios ([FEMA 2009b](#)) han indicado que las estructuras diseñadas para movimientos DE tenían una baja probabilidad de colapso en movimientos de nivel MCE. Sin embargo, estos estudios supusieron condiciones de suelo no licuables. También se debe tener en cuenta que la mayoría de las estructuras esenciales, como los hospitales, deben diseñarse explícitamente para movimientos MCE. Mientras que ASCE 7-10 tiene requisitos específicos para las evaluaciones de licuación de nivel MCE, no tiene requisitos específicos para el diseño de cimientos cuando existen estas condiciones. Esta falta de dirección clara fue la razón principal para el desarrollo de esta nueva sección.

Los requisitos de esta sección, junto con los requisitos sísmicos de esta norma, están destinados a dar como resultado sistemas de cimentación de estructuras que satisfagan los objetivos de rendimiento establecidos en la Sección 1.1 de las Provisiones sísmicas recomendadas por el NEHRP de 2009.

siones para nuevos edificios y otras estructuras para sitios de estructuras que se han determinado como licuables según la Sección 11.8.

Requieren la mitigación de los riesgos significativos inducidos por la licuación, ya sea mediante la mejora del suelo o medidas estructurales, con el fin de prevenir el colapso del edificio inducido por la licuación y permitir que la estructura y su sistema no estructural satisfagan los objetivos de desempeño de la Sección 1.1. Con la excepción de las Instalaciones Esenciales de Categoría de Riesgo IV, las disposiciones no buscan controlar los daños a edificios que no pongan en peligro la vida y que puedan ocurrir como resultado del asentamiento inducido por licuación. Para las Instalaciones Esenciales de Categoría de Riesgo IV, las disposiciones buscan limitar el daño atribuible a la licuación a niveles que permitirían el uso posterior al terremoto. Por ejemplo, el asentamiento se controla a niveles que se esperaría que permitieran el funcionamiento continuo de las puertas.

No hay nada en estas disposiciones que pretenda impedir que la Autoridad competente promulgue reglamentos de planificación más estrictos para la construcción en sitios susceptibles a peligros geológicos potenciales, en reconocimiento de las pérdidas que pueden ocurrir en caso de un terremoto que desencadene la licuación.

En el primer párrafo de la Sección 12.13.9, se establece que la cimentación también debe diseñarse para resistir los efectos de la carga sísmica del terremoto de diseño, suponiendo que no ocurra licuación. Este requisito adicional se impone ya que las cargas sísmicas máximas sobre una cimentación durante un terremoto pueden ocurrir antes de la licuación. Este requisito adicional garantiza que la cimentación será adecuada independientemente de cuándo ocurrirá la licuación durante el evento sísmico.

Daños estructurales relacionados con la licuación observados en terremotos anteriores Los daños a las estructuras por asentamientos relacionados con la

licuación, fallas por punzonado de las zapatas y expansión lateral han sido comunes en terremotos anteriores. Mientras que los valores totales de asentamiento posteriores a la licuación han variado desde varias pulgadas hasta varios pies

(dependiendo de la densidad relativa y el espesor de los depósitos de arena saturada), los asentamientos diferenciales dependen de la uniformidad de las condiciones del sitio y la profundidad de los estratos licuados. Por ejemplo, en el terremoto de Kobe, Japón, de 1995, se observaron asentamientos totales de 1,5 a 2,5 pies (0,46 a 0,76 m), pero con asentamientos diferenciales relativamente pequeños.

En el terremoto de 1989 en Loma Prieta, California, se observaron asentamientos de hasta 2 pies (0,61 m) y una expansión lateral que osciló entre 0,25 y 5 pies (0,08 y 1,5 m) en la

Escupitajo de Moss Landing. El edificio de tecnología del Instituto de Investigación del Acuario de la Bahía de Monterey (MBARI) se apoyó sobre cimientos poco profundos con amarres y se ubicó a unos 30 pies (9,14 m) del borde del puerto sur de Moss Landing. Mientras que se midieron 0,25 pies (0,76 m) de extensión lateral en el edificio MBARI, solo sufrió grietas menores. Por otro lado, el edificio Moss Landing Marine Lab (MLML) se ubicó en una parte diferente del asador donde se midió entre 4 y 5 pies (1,22 y 1,52 m) de extensión lateral. El edificio MLML, que estaba apoyado sobre cimientos poco profundos sin amarres, se derrumbó cuando se separaron los cimientos del edificio. El muelle de investigación de MBARI, ubicado en el puerto, al otro lado de la calle del Edificio de Tecnología, no sufrió daños, excepto por un descascaramiento menor en la parte inferior de la plataforma de concreto, donde se encuentran los 16 pulgadas (406,4 mm) de diámetro pilotes hincados cilíndricos para el pilar interconectado con la plataforma de hormigón suprayacente.

El terremoto de 1999 en Kocaeli, Turquía, proporcionó numerosos ejemplos de la relación entre las deformaciones del suelo inducidas por la licuefacción y los daños a los edificios y cimientos en la ciudad de Adapazari. Los ejemplos incluyen un edificio de estructura de hormigón armado de cinco pisos sobre una base de estera que se asentó aproximadamente 0,5 pies (0,15 m) en una esquina y 5 pies (1,5 m) en la esquina opuesta con la inclinación relacionada asociada con el movimiento del cuerpo rígido. Esencialmente no se observaron cimientos o daños estructurales. En contraste, varios edificios sobre cimientos de estera sufrieron fallas por capacidad de carga y se volcaron. La pérdida de resistencia del suelo de cimentación, evidenciada por el abultamiento alrededor del perímetro del edificio, inició las fallas, a diferencia del asentamiento diferencial causado por el cambio de volumen posterior a la licuefacción en el caso anterior. Además, también se observaron movimientos laterales de los cimientos de los edificios. Los movimientos eran esencialmente cuerpos rígidos para edificios sobre cimientos rígidos y no causaron daños significativos en los edificios. Por ejemplo, un edificio de cinco pisos experimentó alrededor de 1,5 pies (0,46 m) de asentamiento y 3 pies (0,91 m) de desplazamiento lateral.

En los terremotos de 2011 y 2012 en Christchurch, Nueva Zelanda, se produjeron asentamientos diferenciales significativos en varios edificios sobre cimientos extendidos. Se midieron valores de asentamiento diferencial de 1 a 1,5 pies (0,31 a 0,46 m) para edificios de tres a cinco pisos, lo que resultó en una inclinación del edificio de 2 a 3 grados. El daño estructural fue menor en los casos en que se usaron amarres de hormigón armado relativamente fuertes entre las zapatas para minimizar el asentamiento diferencial. También ocurrieron fallas en el punzonado de la zapata que provocaron daños significativos. Para edificios más altos sobre cimientos de balsas relativamente rígidos, el asentamiento diferencial del suelo resultó en la inclinación del edificio, pero menos daño estructural. Por el contrario, las estructuras sobre pilotes se comportaron relativamente bien.

**C12.13.9.1 Diseño de cimientos.** No se permite que las cimentaciones pierdan la capacidad resistente para soportar reacciones verticales después de la licuefacción. Este requisito tiene por objeto evitar la falla por capacidad de carga de cimentaciones superficiales y la falla por carga axial de cimentaciones profundas. La liquidación en el caso de dichas fallas no se puede estimar con precisión y tiene consecuencias potencialmente catastróficas. Estas fallas se pueden prevenir mediante el mejoramiento del suelo o cimientos profundos adecuadamente diseñados.

El asentamiento diferencial inducido por la licuefacción puede resultar de variaciones en el espesor, la densidad relativa o el contenido de finos de capas potencialmente licuables que ocurren a lo largo de la huella de la estructura. Al planificar un programa de exploración de campo para un sitio potencialmente licuable, donde se anticipa que se pueden usar cimientos poco profundos, el ingeniero geotécnico debe tener información sobre el diseño propuesto del edificio(s) en el sitio. Esta información es esencial para ubicar y espaciar adecuadamente los pozos exploratorios para obtener una estimación adecuada del asentamiento diferencial anticipado. Una

FIGURA C12.13-1 Ejemplo que muestra los términos de liquidación diferencial  $\bar{y}$  y L

El método aceptable para tratar los asentamientos inducidos por licuefacción inaceptables es realizar mejoras en el terreno. Hay muchos métodos aceptables para mejorar el suelo.

**C12.13.9.2 Cimientos poco profundos.** Se permiten cimientos poco profundos donde las zapatas individuales están unidas para que tengan los mismos desplazamientos horizontales y los asentamientos diferenciales están limitados a donde la estructura y el sistema de cimientos pueden acomodar los asentamientos diferenciales esperados. Los límites de dispersión lateral proporcionados en la Tabla 12.13-2 se basan en el juicio de ingeniería y son los límites superiores calculados de los desplazamientos de dispersión lateral que se pueden tolerar y al mismo tiempo lograr el rendimiento deseado para cada categoría de riesgo, suponiendo que los cimientos estén bien unidos. El asentamiento diferencial se define como  $\bar{y}vL$ , donde  $\bar{y}v$  y L se ilustran para una estructura de ejemplo en la figura C12.13-1.

Los límites de asentamiento diferencial especificados en la Tabla 12.13-3 están destinados a proporcionar resistencia al colapso para estructuras de Categoría de Riesgo II y III.

El límite para estructuras de categoría de riesgo II de un piso con muros estructurales de concreto o mampostería es consistente con el límite de deriva en ASCE 41 (2014b) para muros de corte de concreto para mantener la prevención de colapso. El límite para estructuras más altas es más restrictivo debido a los efectos que tendría la inclinación en los pisos de los niveles superiores. Este límite más restrictivo es consistente con el “daño moderado a severo” para estructuras de mampostería de varios pisos, como se indica en Boscardin y Cording (1989).

Los límites para estructuras sin muros estructurales de concreto o mampostería son menos restrictivos y son consistentes con los límites de deriva en ASCE 41 (2014b) para marcos de concreto de alta ductilidad para mantener la prevención de colapso. Los pórticos de menor ductilidad no están permitidos en las categorías de diseño sísmico C y superiores, que son las únicas categorías en las que es necesario evaluar los riesgos de licuefacción.

Los límites para las estructuras de Categoría de Riesgo III son dos tercios de los especificados para la Categoría de Riesgo II.

Los límites para la Categoría de Riesgo IV están destinados a mantener los asentamientos diferenciales por debajo de la distorsión que provocará que las puertas se atasquen en el terremoto de diseño. El valor numérico se basa en el valor medio de deriva (0,0023) al inicio del estado de daño para puertas atascadas desarrollado para el proyecto ATC-58 (ATC 2012), multiplicado por 1,5 para tener en cuenta la dispersión y escalado para tener en cuenta la mayor nivel de agitación en el MCE en relación con el DE.

Los cimientos poco profundos deben estar interconectados por lazos, independientemente de los efectos de la licuefacción. Los requisitos de detalle adicionales en esta sección están destinados a proporcionar una ductilidad moderada en el comportamiento de los durmientes debido a que los cimientos adyacentes pueden asentarse diferencialmente. La fuerza de amarre requerida para acomodar el desplazamiento lateral del suelo pretende ser una

**FIGURA C12.13-2 Determinación de la Capacidad Última de Pilotes en Suelos Licuables**

evaluación conservadora para superar la máxima resistencia friccional que podría ocurrir entre zapatas a lo largo de cada columna o línea de muro. La fuerza de amarre supone que el desplazamiento de extensión lateral ocurre abruptamente a la mitad de la línea de la columna o del muro. El coeficiente de fricción entre las zapatas y los suelos subyacentes puede tomarse de forma conservadora como 0,50. Este requisito tiene por objeto mantener la continuidad en toda la subestructura en caso de desplazamiento lateral del terreno que afecte a una parte de la estructura. La fuerza de amarre requerida debe agregarse a la fuerza determinada a partir de las cargas laterales para el sismo de diseño de acuerdo con las Secciones 12.8, 12.9, 12.14 o el Capítulo 16.

**C12.13.9.3 Cimientos Profundos.** Los cimientos de pilotes están destinados a permanecer elásticos bajo cargas axiales, incluidas las de gravedad, sísmicas y cargas de arrastre descendente. Dado que el diseño geotécnico se realiza con mayor frecuencia utilizando métodos de diseño de tensión admisible (ASD), y el arrastre descendente inducido por licuefacción se evalúa en un nivel máximo, los requisitos establecen que el arrastre descendente se considera una reducción en la capacidad máxima. Dado que el diseño estructural se realiza con mayor frecuencia usando métodos de diseño de factor de carga y resistencia (LRFD), y el arrastre descendente se considera como una carga para que resista la estructura del pilote, los requisitos aclaran que el arrastre descendente se considera una carga axial sísmica, a la cual se le aplicaría un factor de 1,0 para el diseño.

La capacidad geotécnica última del pilote debe determinarse utilizando únicamente la contribución del suelo debajo de la capa licuable. La capacidad última neta es la capacidad última reducida por la carga de arrastre descendente (Fig. C12.13-2).

La resistencia lateral del sistema de cimentación incluye la resistencia de los pilotes, así como la presión pasiva que actúa sobre los muros, las cabezas de los pilotes y las vigas de nivelación. Análisis de la resistencia lateral proporcionada por

estos elementos dispares generalmente se logra por separado. Para que estos análisis sean aplicables, los desplazamientos utilizados deben ser compatibles. Los análisis de pilotes laterales comúnmente usan propiedades de suelo no lineales. Las recomendaciones geotécnicas para la presión pasiva deben incluir el desplazamiento al que se aplica la presión, o deben proporcionar una curva de movilización no lineal.

La licuefacción que ocurre en las capas cercanas a la superficie puede reducir sustancialmente la capacidad de transferir las fuerzas de inercia lateral de los cimientos a la subrasante, lo que puede resultar en deformaciones laterales perjudiciales para los pilotes. Se puede considerar la mejora del terreno de los suelos superficiales para las estructuras soportadas por pilotes para proporcionar una resistencia pasiva adicional que se movilizará en los lados de las cabezas de pilotes empotradas y las vigas de nivelación, así como para aumentar la resistencia lateral de los pilotes. De lo contrario, la verificación de la transferencia de fuerzas de inercia laterales es la misma que para estructuras en sitios no licuables.

IBC (ICC 2012), Sección 1810.2.1, requiere que los elementos de cimentación profunda en suelo fluido (licuado) se consideren sin apoyo para la resistencia lateral hasta un punto de 5 pies (1,5 m) en suelo rígido o 10 pies (3,1 m) en suelo blando. suelo a menos que la autoridad competente apruebe lo contrario sobre la base de una investigación geotécnica realizada por un diseñador profesional registrado. Cuando se prevea que ocurrirá licuefacción, el ingeniero geotécnico debe proporcionar las dimensiones (profundidad y longitud) de la longitud sin apoyo del pilote o debe indicar si el suelo licuado proporcionará la resistencia adecuada de modo que la longitud se considere apoyada lateralmente en este suelo. . El ingeniero geotécnico debe desarrollar estas dimensiones realizando un análisis de la resistencia no lineal del suelo al desplazamiento lateral del pilote (es decir, análisis py).

Los detalles de pilotes de hormigón incluyen requisitos de refuerzo transversal para columnas en ACI 318-14 (2014). Esto tiene por objeto proporcionar una ductilidad dentro del pilote similar a la requerida para las columnas.

Cuando se indica un desplazamiento permanente del terreno, no se requiere que los pilotes permanezcan elásticos cuando se someten a este desplazamiento. Las disposiciones están destinadas a proporcionar ductilidad y mantener la capacidad vertical, incluido el comportamiento crítico de flexión de los pilotes de hormigón.

La fuerza de amarre requerida especificada en la Sección 12.13.9.3.5 debe agregarse a la fuerza determinada a partir de las cargas laterales para el sismo de diseño de acuerdo con las Secciones 12.8, 12.9, 12.14 o el Capítulo 16.

#### C12.14 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL ALTERNATIVO SIMPLIFICADO PARA SISTEMAS SIMPLES DE MUROS DE CARGA O ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS

**C12.14.1 Generalidades.** En los últimos años, los ingenieros y los funcionarios de la construcción se han preocupado de que los requisitos de diseño sísmico de los códigos y normas, aunque están destinados a hacer que las estructuras funcionen de manera más confiable, se han vuelto tan complejos y difíciles de entender e implementar que pueden ser contraproducentes. Debido a que la respuesta de los edificios a los movimientos sísmicos del suelo es compleja (especialmente para los sistemas estructurales irregulares), la consideración realista de estos efectos puede generar requisitos complejos. Existe la preocupación de que los diseñadores típicos de edificios pequeños y simples, que pueden representar más del 90 % de la construcción en los Estados Unidos, tengan dificultades para comprender y aplicar los requisitos sísmicos generales de la norma.

El procedimiento simplificado presentado en esta sección de la norma se aplica a edificios rígidos de poca altura. El procedimiento, que se perfeccionó y probó durante un período de cinco años, se desarrolló para usarse en un conjunto definido de edificios que se considera que tienen una configuración estructural suficientemente regular para permitir una reducción de los requisitos prescriptivos. Para algún diseño

**FIGURA C12.14-1 Tratamiento de paredes poco espaciadas**

elementos, tales como cimientos y anclaje de componentes no estructurales, se deben seguir otras secciones de la norma, como se hace referencia en la Sección 12.14.

**C12.14.1.1 Procedimiento de diseño simplificado.** Las razones de las limitaciones del procedimiento de diseño simplificado de la Sección 12.14 son las siguientes:

1. El procedimiento fue desarrollado para abordar el desempeño sísmico adecuado para ocupaciones estándar. Debido a que no fue desarrollado para niveles más altos de desempeño asociados con estructuras asignadas a las Categorías de Riesgo III y IV, no se utiliza ningún Factor de Importancia ( $I_e$ ).
2. Los suelos Clase E y F del sitio requieren procedimientos especializados que están más allá del alcance del procedimiento.
3. El procedimiento se desarrolló para edificios rígidos de poca altura, donde los efectos de los modos superiores son insignificantes.
4. Solo los sistemas rígidos donde la deriva no es un criterio de diseño de control pueden usar el procedimiento. Debido a esta limitación, las derivas no se calculan. El coeficiente de modificación de la respuesta,  $R$ , y las limitaciones del sistema asociadas son consistentes con las que se encuentran en los requisitos generales del Capítulo 12.
5. Para lograr un diseño equilibrado y un nivel razonable de redundancia, se requieren dos líneas de resistencia en cada una de las dos direcciones principales del eje. Debido a esta estipulación, no se aplica ningún factor de redundancia ( $\gamma$ ).
6. Cuando se combina con los requisitos de los puntos 7 y 8, este requisito reduce el potencial de respuesta torsional dominante.
7. Aunque los diafragmas de concreto pueden diseñarse para voladizos aún mayores, la respuesta torsional del sistema sería inconsistente con el comportamiento asumido en el desarrollo de la Sección 12.14. Los voladizos grandes para edificios con diafragmas flexibles también pueden producir una respuesta inconsistente con las suposiciones asociadas con el procedimiento.
8. El análisis lineal muestra una diferencia significativa en la respuesta entre el comportamiento del diafragma flexible y rígido.  
Sin embargo, el análisis del historial de respuesta no lineal de los sistemas con el nivel de ductilidad presente en los sistemas permitidos en la Tabla 12.14-1 para las categorías de diseño sísmico más altas ha demostrado que un sistema que satisface estos requisitos de diseño y dosificación proporciona esencialmente la misma probabilidad de colapso, como un sistema con el mismo diseño pero proporcionado basado en un comportamiento de diafragma rígido ([BSSC 2015](#)). Este procedimiento evita la necesidad de verificar la irregularidad torsional,

no se requiere el cálculo de momentos de torsión accidentales. La Fig.

**C12.14-1** muestra un plano con paredes poco espaciadas en el que se debe implementar el método permitido en el subpárrafo (c). En esa circunstancia, el análisis del diafragma flexible se realizaría primero como si hubiera una pared en la ubicación del centroide de

paredes 4 y 5, entonces la fuerza calculada para ese grupo se distribuiría a las paredes 4 y 5 con base en una evaluación de sus rigideces relativas.

9. Una orientación esencialmente ortogonal de las líneas de resistencia desacopla efectivamente la respuesta a lo largo de las dos direcciones del eje principal, por lo que se pueden despreciar los efectos ortogonales.
10. Cuando se elija el procedimiento de diseño simplificado, debe usarse para todo el diseño en ambas direcciones del eje principal.
11. Debido a que las compensaciones en el plano y fuera del plano generalmente crean grandes demandas en los diafragmas, colectores y elementos discontinuos, que no se abordan en el procedimiento, estas irregularidades están prohibidas.
12. Los edificios que exhiben un comportamiento de piso débil violan las suposiciones utilizadas para desarrollar el procedimiento.

#### **C12.14.3 Efectos y combinaciones de cargas sísmicas.** los

Las ecuaciones para los efectos de la carga sísmica en el procedimiento de diseño simplificado son consistentes con las del procedimiento general, con una notable excepción: el factor de sobreresistencia (que corresponde a  $\gamma_0$  en el procedimiento general) se establece en 2,5 para todos los sistemas, como se indica en la Sección 12.14. 3.2.1. Dados los sistemas limitados que pueden usar el procedimiento de diseño simplificado, se consideró innecesario especificar factores únicos de sobreresistencia.

**C12.14.7 Requisitos de diseño y detallado.** Los requisitos de diseño y detallado descritos en esta sección son similares a los del procedimiento general. Las pocas diferencias incluyen lo siguiente:

1. Las fuerzas utilizadas para conectar porciones más pequeñas de una estructura al resto de las estructuras se toman como 0,20 veces la aceleración de respuesta espectral de diseño de periodo corto, SDS, en lugar del valor de procedimiento general de 0.133 (Sección 12.14.7.1).
2. Las fuerzas de anclaje para muros estructurales de hormigón o mampostería para estructuras con diafragmas que no son flexibles se calculan utilizando los requisitos para muros no estructurales (Sección 12.14.7.5).

#### **C12.14.8 Procedimiento de análisis de fuerza lateral simplificado**

**C12.14.8.1 Cortante base sísmico.** El cortante base sísmico en el procedimiento de diseño simplificado, dado por la ecuación. (12.14-11), es una función de la aceleración de respuesta espectral de diseño de período corto, SDS. El valor de  $F$  en la ecuación de cortante base aborda los cambios en la respuesta dinámica de los edificios que están dos o tres pisos por encima del plano de pendiente (consulte la Sección 11.2 para conocer las definiciones de "plano de pendiente" y "piso sobre el plano de pendiente"). Como en el procedimiento general (Sección 12.8.1.3), SDS se puede calcular para estructuras regulares cortas con SS tomado como no mayor a 1.5.

**C12.14.8.2 Distribución vertical.** Las fuerzas sísmicas para los edificios de varios pisos se distribuyen verticalmente en proporción al peso del piso respectivo. Dada la cortante base ligeramente amplificada para edificios de varios pisos, esta suposición, junto con el límite de tres pisos por encima del nivel del suelo para el uso del procedimiento, produce resultados consistentes con la distribución triangular más tradicional sin introducir ese enfoque más sofisticado.

C12.14.8.5 Límites de deriva y separación de edificios. Para el procedimiento de diseño simplificado, que está restringido a edificios con muros de corte rígidos y pórticos arriostrados, no es necesario calcular la deriva.  
 Cuando se requieren derivas (como para separaciones estructurales y diseño de revestimiento), se especifica un valor de deriva conservador del 1%.

## REFERENCIAS

- Asociación Estadounidense de Funcionarios de Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO). (2010). Especificaciones de diseño de puentes LRFD, Washington, DC.
- ACI. (2014). "Requisitos del código de construcción para hormigón estructural y comentarios". ACI 318-14, Farmington Hills, MI.
- Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC). (2016). "Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural". AISC 341-10, Chicago.
- Asociación Americana de Madera Contrachapada (APA). (1966). "Pruebas de diafragma de madera contrachapada horizontal de 1966". Informe de laboratorio 106, APA, Tacoma, WA.
- APA. (2000). "Diafragmas de madera contrachapada". Informe de investigación 138, APA, Tacoma, WA.
- Consejo de Tecnología Aplicada (ATC). (1984). "Disposiciones provisionales para el desarrollo de reglamentos sísmicos para edificios". ATC 3-06, Redwood City, CA.
- Consejo de Tecnología Aplicada (ATC). (2012). "Evaluación del comportamiento sísmico de los edificios". ATC 58 ATC Redwood City, CA.
- ASCE. (2000). "Análisis sísmico de estructuras nucleares relacionadas con la seguridad y comentarios". ASCE 4-98, ASCE Reston, VA.
- ASCE. (2003). "Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras". ASCE 7-02, ASCE, Reston, VA.
- ASCE. (2010). "Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras". ASCE 7-10, ASCE, Reston, VA.
- ASCE. (2014b). "Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes". ASCE 41-13, ASCE, Reston, VA.
- ASCE/SEI. (2007). "Rehabilitación sísmica de edificios existentes." ASCE/SEI 41-06, ASCE, Reston, VA.
- Consejo Americano de la Madera (AWC). (2008). "Disposiciones especiales de diseño para viento y sísmica". AWC SDPWS-2008, AWC, Leesburg, VA.
- CAA (2014). "Disposiciones especiales de diseño para viento y sísmica". AWC SDPWS-15, AWC, Leesburg, VA.
- Boscardin, MD y Cording, EJ (1989). "Respuesta de construcción al asentamiento inducido por excavación". J. Geotecnología. Ing., ASCE, 115(1), 1–21.
- Consejo de Seguridad Sísmica de Edificios (BSSC). (2015). "Desarrollo de disposiciones de diseño sísmico simplificado, Informe del Grupo de Trabajo 1: Simplificación de la Sección 12.14". Instituto Nacional de Ciencias de la Construcción, Washington, DC.
- Charney, FA y Marshall, J. (2006). "Una comparación de los modelos de Krawinkler y tijeras para incluir deformaciones de juntas viga-columna en el análisis de marcos resistentes a momentos". AISC Ing. J., 43(1), 31–48.
- Chen, M., Pantoli, E., Wang, X., Astroza, R., Ebrahimi, H., Hutchinson, T., et al. (2015). "Rendimiento del sistema de construcción estructural y no estructural a gran escala durante terremotos, parte I: descripción de la muestra, protocolo de prueba y respuesta estructural". Espectros de terremotos, 32(2), 737–770.
- Choi, H., Erochko, J., Christopoulos, C. y Tremblay, R. (2008). "Comparación de la respuesta sísmica de edificios de acero que incorporan arriostramientos autocentrantes disipadores de energía, arriostramientos restringidos de pandeo y pórticos resistentes al momento". Informe de investigación 05-2008, Universidad de Toronto, Canadá.
- Chopra, Ak (1995). Dinámica estructural, Prentice Hall International Series in Civil Engineering, Nueva York.
- Chopra, Alaska (2007a). Dinámica de estructuras, 4<sup>a</sup> Ed. Prentice Hall International Series en Ingeniería Civil, Upper Saddle River, NJ.
- Chopra, Alaska (2007b). Dinámica estructural, Prentice Hall International Series in Civil Engineering, Upper Saddle River, NJ.
- Chopra, AK y Goel, RK (1991). "Evaluación de disposiciones torsionales en códigos sísmicos". J. Estructura. Ing., 117(12), 3762–3782.
- Chopra, AK y Newmark, NM (1980). "Análisis." Diseño de estructuras resistentes a terremotos, E. Rosenblueth, ed., John Wiley & Sons, Nueva York.
- Czerniak, E. (1957). "Resistencia al vuelco de pilotes simples y cortos". J. Estructura. Div., 83(2), 1–25.
- Debock, DJ, Liel, AB, Haselton, CB, Hopper, JD y Henige, R. (2014). "Importancia de los requisitos de torsión accidental del diseño sísmico para el colapso de edificios", Earthq. Ing. Estructura. Dyn., 43(6).
- De La Llera, JC y Chopra, AK (1994). "Evaluación de las disposiciones de torsión accidental del código de los registros de construcción". J. Estructura. Ing., 120(2), 597–616.
- Asociación de madera contrachapada de abeto de Douglas (DFPA). (1954). "Pruebas de diafragma de madera contrachapada horizontal". Informe de laboratorio 63a. DFPA, Tacoma, WA.
- DFPA. (1963). "Pruebas laterales en diafragmas revestidos de madera contrachapada". Informe de laboratorio 55. DFPA, Tacoma, WA.
- Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica (EERI). (1994). "Terremoto de Northridge, 17 de enero de 1994: informe de reconocimiento preliminar", John F. Hall, ed., EERI, Oakland, CA, 56–57.
- Ensoft, Inc. (2004a). Programa informático GROUP, Versión 6.0: Programa para el análisis de un grupo de pilotes sometidos a carga axial y lateral, manual de usuario y manual técnico. Ensoft, Austin, Texas.
- Ensoft, Inc. (2004b). Programa informático LPILE Plus, Versión 5.0: Programa para el análisis de pilotes y fustes perforados bajo cargas laterales, manual de usuario y manual técnico. Ensoft, Austin, Texas.
- ingeniería EQE. (1991). "Conceptos y detalles estructurales para el diseño sísmico". UCRL-CR-106554. Departamento de Energía, Washington, DC.
- EQE Incorporado. (1983). "Los efectos del terremoto del 2 de mayo de 1983 en Coalinga, California, en las instalaciones industriales". EQE Inc., Newport Beach, CA.
- EQE. (1985). "Resumen del terremoto de México del 19 de septiembre de 1985". EQE Inc., Newport Beach, CA.
- EQE. (1986a). "Resumen del terremoto de Chile del 3 de marzo de 1985". EQE Inc., Newport Beach, CA.
- EQE. (1986b). "Los efectos del terremoto de Chile del 3 de marzo de 1985 en la energía e instalaciones industriales." EQE Inc., Newport Beach, CA.
- EQE. (1986c). "Instalaciones eléctricas e industriales en el área epicentral del terremoto de México de 1985". EQE Inc., Newport Beach, CA.
- EQE. (1987). "Resumen de la Bahía de Plenty de 1987, Nueva Zelanda, tierra terremoto." EQE Inc., Newport Beach, CA.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (2009a). "NEHRP recomendó provisiones sísmicas para nuevos edificios y otras estructuras". FEMA P-750, Consejo de Seguridad Sísmica de Edificios, FEMA, Washington, DC.
- FEMA. (2009b). "Cuantificación de los factores de comportamiento sísmico de la construcción". FEMA P-695, Consejo de Tecnología Aplicada, FEMA, Washington, DC.
- FEMA. (2011). "Cuantificación de factores de desempeño sísmico de edificios: Metodología de equivalencia de componentes". FEMA P-795, Washington, DC.
- FEMA (2012) "Evaluación del desempeño sísmico de los edificios". FEMA P 58, Consejo de Tecnología Aplicada, FEMA, Washington, DC.
- FEMA. (2013). "Disposiciones sísmicas recomendadas por NEHRP de 2009: ejemplos de diseño". FEMA P-751CD, Washington, DC Fleischman, RB, Restrepo, JI, Naito, CJ, Sause, R., Zhang, D. y Schoettler, M. (2013). "Investigación analítica y experimental integrada para desarrollar una nueva metodología de diseño sísmico para diafragmas de hormigón prefabricado", J. Struct. Eng., 139(7), 1192–1204.
- Gatto, K. y Uang, C.-M. (2002). Respuesta cíclica de muros de corte de estructura de madera: protocolo de carga y tasa de efectos de carga. Consorcio de Universidades para la Investigación en Ingeniería Sísmica, Richmond, CA.
- Gerwick, B., Jr. y Fotinos, G. (1992). "Pilas perforadas y pilotes hincados para cimentaciones en zonas de alta sismicidad." Seminario de otoño SEAONC, 29 de octubre, San Francisco.
- Goel, RK y Chopra, AK (1997). "Fórmulas de periodo para momento resistente para edificios." J. Estructura. Ing., 123(11), 1454–1461.
- Goel, RK y Chopra, AK (1998). "Fórmulas del período para corteante del concreto edificios de la pared." J. Estructura. Ing., 124(4), 426–433.
- Grant, D. y Diaferia, R. (2012). "Evaluación de la idoneidad de los movimientos del suelo coincidentes con el espectro para el análisis del historial de respuesta". Tierraq. Ing. Estructura. Dyn., 42(9), 1265–1280.
- Gupta, A. y Krawinkler, H. (2000). "Efectos dinámicos P-delta para estructuras de acero inelásticas flexibles". J. Estructura. Ing., 126(1), 145–154.
- Hamburger, RO y McCormick, DL (2004). "Implicaciones del terremoto de Northridge del 17 de enero de 1994 en los edificios de mampostería y de inclinación hacia arriba con techos de madera". proc. 63.<sup>a</sup> Convención Anual, Asociación de Ingenieros Estructurales de California, Lake Tahoe, CA, 243–255.
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamsen, NA, Bommer, JJ, Markatis, A., McCoy, E., et al. (2006). "Un método mejorado para hacer coincidir los espectros de respuesta del movimiento del suelo del terremoto registrado utilizando ondículas". J. Earthq. Eng., 10(1), 67–89.
- Conferencia Internacional de Funcionarios de la Construcción (ICBO). (1988). Uniforme Código de construcción, Whittier, CA.
- ICBO. (1994). Código de construcción uniforme, Whittier, CA.
- ICBO. (1997). Código de construcción uniforme, Whittier, CA.
- Consejo Internacional de Códigos (ICC). (2000). Código Internacional de Construcción, Country Club Hills, IL.
- CPI. (2009). Código Internacional de Construcción, Country Club Hills, IL.
- CPI. (2012). Código Internacional de Construcción, Country Club Hills, IL.
- CPI. (2015). Código Internacional de Construcción, Country Club Hills, IL.
- Lam, I. y Bertero, V. (1990). "Un diseño sísmico de cimentaciones por pilotes para instalaciones portuarias". proc. Taller sísmico de POLA sobre ingeniería sísmica, del 21 al 23 de marzo, San Pedro, CA, Puerto de Los Ángeles.

- Liew, JYR, Chen, H. y Shanmugam, NE (2001). "Análisis inelástico de pórticos de acero con vigas compuestas". *J. Estructura. Ing.*, 127(2), 194–202.
- López, OA y Cruz, M. (1996). "Número de modos para el diseño sísmico de edificaciones". *Tierraq. Ing. Estructura. Dyn.*, 25(8), 837–856.
- Margason, E. y Holloway, M. (1977). "Pilas dobladas durante terremotos". proc. 6<sup>a</sup> Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, Nueva Delhi.
- Menun, C. y Der Kiureghian, A. (1998). "Un reemplazo para las reglas del 30 %, 40 % y SRSS para el análisis sísmico multicomponente". *Tierraq. Espectros*, 14(1).
- Mylonakis, G. (2001). "Flexión de pilotes sísmicos en las interfaces suelo-capa". *Suelos y encontrado*, 41(4), 47–58.
- Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST). (2010). "Análisis estructural no lineal para el diseño sísmico: una guía para ingenieros en ejercicio". Informe NIST GCR 10-917-5, Gaithersburg, MD.
- NIST. (2011). "Seleccionar y escalar movimientos sísmicos del suelo para realizar análisis de historial de respuesta". NIST GCR 11-918-15. Preparado por NEHRP Consultants, Joint Venture para el Instituto Nacional de Estándares y Tecnología, Gaithersburg, MD.
- Newmark, NM y Hall, WJ (1982). Espectros y diseño de terremotos, Serie de monografías EERI, Instituto de investigación de ingeniería sísmica, Oakland, CA.
- Newmark, NM y Rosenblueth, E. (1971). Fundamentos de ingeniería sísmica, Prentice Hall, Englewood Cliff, NJ.
- Norris, GM (1994). "Comportamiento de la base de la pila del puente sísmico". proc. internacional Conf. sobre diseño y construcción de cimientos profundos, Administración Federal de Carreteras, vol. 1.
- Paulay, T. (1997). "¿Están logrando las disposiciones de torsión sísmica existentes el diseño objetivo?". *Tierraq. Espectros*, 13(2), 259–280.
- Paulay, T. y Priestley, MJN (1992). Diseño sísmico de estructuras de hormigón armado y mampostería. John Wiley & Sons, Nueva York.
- Panagiotou, M., Restrepo, JI y Conte, JP (2011). "Prueba de mesa vibratoria de una rebanada de edificio de 7 pisos a gran escala. Fase I: Muro rectangular". *J. Estructura. Eng.*, 137(6), 691–704.
- Rollins, KM, Peterson, KT, Weaver, TJ y Sparks, AE (1999). "Comportamiento de carga lateral estática y dinámica en un grupo de pilotes a gran escala en arcilla". Universidad Brigham Young, Provo, UT, y Departamento de Transporte de Utah, Salt Lake City, 23 de junio.
- Rosenblueth, E. y Contreras, H. (1977). "Diseño aproximado para sismos de componentes múltiples". *J. Ing. mecánico División*, 103(5), 881–893.
- Schaffhausen, R. y Wegmüller, A. (1977). "Pórticos rígidos de varios pisos con vigas compuestas bajo fuerzas de gravedad y laterales". *AISC Ing. J.*, 2do Trimestre.
- Sheppard, DA (1983). "Diseño sísmico de pilotes de hormigón pretensado". *PCI J.*, 28(2), 20–49.
- Song, ST, Chai, YH y Hale, TH (2005). "Modelo analítico para la evaluación de la ductilidad de pilotes de hormigón de cabeza fija". *J. Estructura. Ing.*, 131(7), 1051–1059.
- Uang, C.-M. y Maarouf, A. (1994). "Factor de amplificación de deflexión para disposiciones de diseño sísmico". *J. Estructura. Ing.*, 120(8), 2423–2436.
- Comisión Reguladora Nuclear de EE.UU. (2012). "Combinación de respuestas modales y componentes espaciales en el análisis de respuesta sísmica", Guía reglamentaria 1.92, Laboratorio Nacional de Brookhaven, Upton, NY.
- Vamvatsikos, D. (2002). "Rendimiento sísmico, capacidad y confiabilidad de las estructuras vistas a través del análisis dinámico incremental". Doctor. Disertación, Universidad de Stanford, Palo Alto, CA.
- Wilson, EL (2000). "Análisis tridimensional estático y dinámico de estructuras". Computadores y Estructuras, Inc., Berkeley, CA.
- Wilson, EL (2004). Análisis estático y dinámico de estructuras, Computadoras y Estructuras, Berkeley, CA.
- Wilson, EL, Der Kiureghian, A. y Bayo, EP (1981). "Un reemplazo para el método SRSS en análisis sísmico". *Tierraq. Ing. Estructura. Din.* 9(2), 187–194.
- Wilson, EL y Habibullah, A. (1987). "Análisis estático y dinámico de edificios de varios pisos, incluidos los efectos P-delta". *Earthq. Espectros* 3(2), 289–298.

Wilson, EL y Penzien, J. (1972). "Evaluación del amortiguamiento ortogonal matricial". En t. J. Número. Met., 4, 5–10.

## OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

- Asociación Americana de Madera Contrachapada (APA). (1966). "Pruebas de diafragma de madera contrachapada horizontal de 1966". Informe de laboratorio 106. APA, Tacoma, WA.
- APA. (2000). Informe de investigación 138 sobre "diafragmas de madera contrachapada". Asociación Estadounidense de Madera Contrachapada, Tacoma, WA.
- Consejo Americano de la Madera (AWC). (2008). "Disposiciones especiales de diseño para viento y sísmica". AWC SDPWS-2008. AWC, Leesburg, VA.
- "Evaluación de la idoneidad de los movimientos del suelo coincidentes con el espectro para el análisis del historial de respuesta". *Earthq. Ing. Estructura. Dyn.*, 42(9), 1265–1280.
- Bernal, D. (1987). "Factores de amplificación para efectos P-delta dinámicos inelásticos en el análisis de terremotos". *Tierraq. Ing. Estructura. Dyn.*, 18, 635–681.
- Servicio Geológico de California. (2008). "Publicación especial SP 117A: Pautas para la evaluación y mitigación de peligros sísmicos en California".
- Charney, FA (1990). "Diseño de estado límite de servicio de la deriva del viento de edificios de varios pisos". *J. Viento Ing. industria Aerodyn.*, 36, 203–212.
- Ciudad de Newport Beach. (2012). "Medidas mínimas de mitigación de licuefacción", 24 de abril.
- Degenkolb, HJ (1987). "Un estudio del efecto P-delta". *Tierraq. Espectros*, 3(1).
- "Pautas geotécnicas para edificios en sitios licuables de acuerdo con NBC 2005 para Greater Vancouver". (2007). Informe del grupo de trabajo, 8 de mayo <https://static1.squarespace.com/static/523c951be4b0728273e73d94/t/53234518e4b0556272c33257/1394820376117/2007+Task+Force+Report.pdf>
- Griffis, L. (1993). "Estados límite de servicio bajo carga de viento". *Ing. j.*,
- Soy. Inst. Construcción de acero, primer trimestre.
- Conferencia Internacional de Funcionarios de la Construcción (ICBO). (1988). Código de construcción uniforme, UBC-88.
- Newmark, NM y Hall, WJ (1978). "Desarrollo de criterios para la revisión sísmica de centrales nucleares seleccionadas", NUREG/CR-0098, Comisión Reguladora Nuclear de EE. UU.
- Newmark, NM y Hall, WJ (1982). Espectros y diseño de terremotos, Serie de monografías EERI, Instituto de investigación de ingeniería sísmica, Oakland, CA.
- NIST. (2010). Análisis estructural no lineal para diseño sísmico, una guía para ingenieros estructurales en ejercicio, número de informe NIST GCR 10-917-5, Instituto Nacional de Estándares y Tecnología, Gaithersburg, MD.
- NIST. (2011). Selección y escalado de movimientos de tierra de terremotos para realizar análisis de historial de respuesta, NIST GCR 11-918-15. Preparado por NEHRP Consultants Joint Venture para el Instituto Nacional de Estándares y Tecnología, Gaithersburg, MD.
- Pantoli, E., Chen, M., Wang, X., Astroza, R., Mintz, S., Ebrahimian, H., et al. (2013). "Informe BNCS n.º 2: Desempeño del sistema de construcción estructural y no estructural a gran escala durante terremotos y resultados de pruebas de incendio posteriores al terremoto". Serie de informes de proyectos de investigación de sistemas estructurales, SSRP 13/10. Universidad de California San Diego, La Jolla, CA.
- Instituto de Postensado, PTI DC10.5-Requisitos Estándar para el Diseño y Análisis de Cimentaciones de Concreto Postensado en Suelos Expansivos, 2012.
- Comisión Reguladora Nuclear de EE.UU. (1999). "Reevaluación de la guía regulatoria sobre métodos de combinación de respuesta modal para el análisis de espectro de respuesta sísmica". NUREG/CR-6645, Laboratorio Nacional de Brookhaven, Upton, NY.
- Wilson, EL, Suhawardi, I. y Habibullah, A. (1995). "Una aclaración de los efectos ortogonales en un análisis sísmico tridimensional". *Tierraq. Espectros*, 11(4).

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C13

### REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

#### C13.1 GENERALIDADES

El Capítulo 13 define los criterios mínimos de diseño para sistemas y componentes arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y otros no estructurales, reconociendo el uso de la estructura, la carga de ocupantes, la necesidad de continuidad operativa y la interrelación de componentes estructurales, arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y otros componentes no estructurales. Los componentes no estructurales están diseñados para el diseño de movimientos sísmicos del suelo, tal como se define en la Sección 11.2 y se determina en la Sección 11.4.5 de la norma. En contraste con

estructuras, que están implícitamente diseñadas para una baja probabilidad de colapso cuando se someten a los movimientos de tierra de terremotos máximos considerados en función del riesgo (MCER), no hay objetivos de rendimiento implícitos asociados con el MCER para los componentes no estructurales. Las metas de desempeño asociadas con el diseño del terremoto se discuten en la Sección C13.1.3.

Los componentes no estructurales suspendidos o unidos que podrían desprenderse total o parcialmente de la estructura durante un terremoto se denominan riesgos de caída y pueden representar una amenaza grave para la propiedad y la seguridad de la vida. Los atributos críticos que influyen en los peligros planteados por estos componentes incluyen su peso, su unión a la estructura, sus características de falla o rotura (p. ej., vidrio inastillable) y su ubicación en relación con las áreas ocupadas (p. ej., sobre una entrada o salida, una vía pública), una pasarela, un atrio o una estructura adyacente más baja). Los componentes arquitectónicos que plantean riesgos potenciales de caída incluyen parapetos, cornisas, marquesinas, marquesinas, vidrios, elementos ornamentales grandes (p. ej., candelabros) y revestimientos de edificios. Además, los componentes mecánicos y eléctricos suspendidos (p. ej., cajas de mezcla, tuberías y ductos) pueden representar riesgos de caídas graves.

higos. C13.1-1 a C13.1-4 muestran daños a componentes no estructurales en terremotos pasados.

Los componentes cuyo colapso durante un terremoto podría resultar en el bloqueo de los medios de salida merecen una consideración especial.

El término "medios de salida" se usa comúnmente en los códigos de construcción con respecto al riesgo de incendio. Las rutas de salida pueden incluir pasillos intermedios, puertas, entradas, portones, pasillos, balcones de salida exterior, rampas, escaleras, recintos presurizados, salidas horizontales, pasillos de salida, patios de salida y patios. Los elementos cuya falla podría poner en peligro los medios de salida incluyen paredes alrededor de escaleras y pasillos, revestimientos, cornisas, marquesinas, sistemas de partición pesados, techos, sofites arquitectónicos, accesorios de iluminación y otros adornos sobre las salidas del edificio o cerca de las escaleras de incendios. Ejemplos de componentes que generalmente no representan un riesgo significativo de caída incluyen toldos y marquesinas de tela. Los componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos que, si se separan de la estructura, caen en áreas que no son accesibles al público (p. ej., en un pozo mecánico o pozo de luz) también presentan poco riesgo para las rutas de salida.

Para algunos componentes arquitectónicos, como los elementos de revestimiento exterior, las fuerzas de diseño del viento pueden exceder las fuerzas sísmicas calculadas.

fuerzas de diseño. Sin embargo, los requisitos de detalles sísmicos aún pueden regir el diseño estructural general. Cuando esto sea una posibilidad, debe investigarse en las primeras etapas del proceso de diseño estructural.

El diseño sísmico de componentes no estructurales puede implicar la consideración de requisitos no sísmicos que se ven afectados por el arrostramiento sísmico. Por ejemplo, acomodar la expansión térmica en los sistemas de tuberías a presión a menudo es una consideración de diseño crítica, y el arrostramiento sísmico para estos sistemas debe disponerse de manera que se adapte a los movimientos térmicos.

Particularmente en el caso de sistemas mecánicos y eléctricos, el diseño para cargas sísmicas no debe comprometer la funcionalidad, durabilidad o seguridad del diseño general; este método requiere la colaboración entre las diversas disciplinas del equipo de diseño y construcción.

Por varias razones (p. ej., la continuidad del negocio), puede ser deseable considerar un rendimiento superior al requerido por el código de construcción. Por ejemplo, para lograr la operatividad continua de un sistema de tuberías, es necesario evitar el funcionamiento no intencionado de las válvulas u otros componentes en línea, además de evitar el colapso y proporcionar hermeticidad a las fugas. También se requiere un mayor rendimiento para los componentes que contienen cantidades sustanciales de contenidos peligrosos (como se define en la Sección 11.2).

Estos componentes deben estar diseñados para evitar la liberación incontrolada de esos materiales.

Los requisitos del Capítulo 13 están destinados a aplicarse a construcciones nuevas y mejoras de inquilinos instaladas en cualquier momento durante la vida útil de la estructura, siempre que estén enumeradas en la Tabla 13.5-1 o 13.6-1. Además, tienen por objeto reducir (no eliminar) el riesgo para los ocupantes y mejorar la probabilidad de que las instalaciones esenciales sigan funcionando. Aunque la protección de la propiedad (en el sentido de preservación de la inversión) es una posible consecuencia de la implementación de la norma, actualmente no es un objetivo declarado o implícito; puede ser aconsejable un mayor nivel de protección si se desea o requiere tal protección.

**C13.1.1 Alcance.** Los requisitos para el diseño sísmico de componentes no estructurales se aplican al componente no estructural y a sus soportes y uniones a la estructura principal. En algunos casos, como se define en la Sección 13.2, es necesario considerar explícitamente las características de desempeño del componente. Los requisitos están destinados a aplicarse solo a los componentes permanentemente unidos, no a los muebles, elementos temporales o unidades móviles.

Los muebles, como mesas, sillas y escritorios, pueden moverse durante fuertes sacudidas del suelo, pero generalmente presentan peligros mínimos siempre que no obstruyan las rutas de salida de emergencia.

Los gabinetes de almacenamiento, las estanterías altas para libros y otros elementos de peso significativo no se incluyen en esta categoría y deben anclarse o reforzarse de acuerdo con este capítulo.

Los artículos temporales son aquellos que permanecen en su lugar por períodos cortos de tiempo (meses, no años). Componentes que son

FIGURA C13.1-1. Equipo de imágenes hospitalarias que se cayó de soportes aéreos

FIGURA C13.1-2 Sistema de techo dañado

FIGURA C13.1-3 Lámparas colapsadas

FIGURA C13.1-4 Gabinetes de almacenamiento volcados

FIGURA C13.1-5 Conducto colapsado y difusor HVAC

FIGURA C13.1-6 Componentes montados sobre patines

se espera que permanezcan en su lugar por períodos de un año o más, incluso si están diseñados para ser móviles, deben considerarse permanentes para los fines de esta sección. Los sistemas de oficinas modulares se consideran permanentes porque normalmente permanecen en su lugar durante largos períodos. Además, a menudo incluyen unidades de almacenamiento que tienen una capacidad significativa y pueden volcarse en un terremoto. Están sujetos a lo dispuesto en la Sección 13.5.8 para particiones que están montados sobre ruedas para facilitar el mantenimiento o la limpieza periódica

superan los 6 pies (1,8 m) de altura. Las unidades móviles incluyen componentes que se mueven de un punto de la estructura a otro durante el uso normal. Los ejemplos incluyen computadoras de escritorio, equipos de oficina y otros componentes que no están permanentemente conectados a los sistemas de servicios públicos del edificio (Fig. C13.1-5). Componentes que están montados sobre ruedas para facilitar el mantenimiento o la limpieza periódica

pero que de otro modo permanezcan en la misma ubicación (p. ej., bastidores de servidores) no se consideran móviles a efectos de anclaje y arriostramiento. Asimismo, los componentes montados en patines (como se muestra en la Fig. C13.1-6), así como los propios patines, se consideran equipos permanentes.

Con la excepción de los paneles solares que cumplen con las disposiciones de la Sección 13.6.12, el equipo debe estar anclado si está permanentemente conectado a los servicios públicos (electricidad, gas y agua). A los efectos de este requisito, se debe entender que "conectado permanentemente" incluye todas las conexiones eléctricas, excepto los conectores de hoja recta NEMA 5-15 y 5-20 (receptáculos dúplex).

C13.1.2 Categoría de diseño sísmico. Los requisitos para los componentes no estructurales se basan en parte en la categoría de diseño sísmico (SDC) a la que están asignados. Como el SDC se establece considerando factores que no son exclusivos de componentes no estructurales específicos, todos los componentes no estructurales que ocupan o están unidos a una estructura se asignan al mismo SDC que la estructura.

C13.1.3 Factor de importancia del componente. Las expectativas de rendimiento de los componentes no estructurales a menudo se definen en términos de los requisitos funcionales de la estructura a la que se unen los componentes. Aunque los objetivos de rendimiento específicos para los componentes no estructurales aún no se han definido en los códigos de construcción, el factor de importancia ( $Ip$ ) del componente implica niveles de rendimiento para casos específicos. Para componentes no estructurales no críticos (aquellos con un Factor de Importancia de componente,  $Ip$ , de 1.0), se anticipan los siguientes comportamientos para sacudidas de diferentes niveles de intensidad:

1. Movimientos sísmicos menores del suelo—daños mínimos; no es probable que afecte la funcionalidad;
2. Movimientos sísmicos moderados del suelo—algunos daños que puede afectar la funcionalidad; y
3. Diseñar movimientos sísmicos del suelo: se evitan daños importantes pero se evitan riesgos de caídas significativos; probable pérdida de funcionalidad.

Se espera que los componentes con factores de importancia superiores a 1,0 permanezcan en su lugar, sufren daños limitados y, cuando sea necesario, funcionen después de un terremoto (consulte la Sección C13.2.2).

Estos componentes pueden ubicarse en estructuras que no estén asignadas a la Categoría de Riesgo IV. Por ejemplo, los sistemas de tuberías de rociadores contra incendios tienen un factor de importancia,  $Ip$ , de 1,5 en todas las estructuras porque estos sistemas esenciales deberían funcionar después de un terremoto. A las escaleras de salida también se les asigna un  $Ip$  de 1,5, aunque en muchos casos el diseño de estas escaleras está dictado por desplazamientos diferenciales, no por demandas de fuerza de inercia.

El factor de importancia del componente pretende representar la mayor importancia de la seguridad humana del componente y la importancia de la exposición a peligros de la estructura. Influye indirectamente en la capacidad de supervivencia del componente a través de las fuerzas de diseño requeridas y los niveles de desplazamiento, así como los accesorios y detalles del componente. Aunque este enfoque proporciona cierto grado de confianza en el desempeño sísmico de un componente, puede no ser suficiente en todos los casos. Por ejemplo, las placas de techo individuales pueden caerse de una rejilla de techo que ha sido diseñada para fuerzas mayores. Es posible que este problema no represente un peligro grave de caída si las tejas del techo están hechas de materiales livianos, pero puede provocar el bloqueo de rutas de salida críticas o la interrupción de la función de la instalación. Cuando se requieren niveles más altos de confianza en el desempeño, el componente se clasifica como un sistema sísmico designado (Sección 11.2) y, en ciertos casos, es necesaria la calificación sísmica del componente o sistema. Los enfoques de calificación sísmica se proporcionan en las Secciones 13.2.5 y 13.2.6. Además, se pueden aplicar los enfoques de calificación sísmica actualmente en uso por el Departamento de Energía (DOE).

Las estructuras de Categoría de Riesgo IV están destinadas a ser funcionales después de un terremoto de diseño; componentes no estructurales críticos y

los equipos en tales estructuras están diseñados con  $Ip$  igual a 1.5. Este requisito se aplica a la mayoría de los componentes y equipos porque el daño a los sistemas o equipos vulnerables no arrostrados puede interrumpir las operaciones después de un terremoto, incluso si no se clasifican directamente como esenciales para la seguridad de la vida. Los componentes no esenciales y no peligrosos no se ven afectados por este requisito. En cambio, los requisitos se centran en los soportes y los archivos adjuntos. UFC 3-310-04 (DOD 2007) tiene una guía adicional para mejorar el rendimiento.

C13.1.4 Exenciones. Varias clases de componentes no estructurales están exentos de los requisitos del Capítulo 13. Las exenciones se hacen asumiendo que, ya sea debido a su resistencia y estabilidad inherentes o al nivel más bajo de demanda sísmica (aceleraciones y desplazamientos relativos), o ambos, estos Los componentes y sistemas no estructurales pueden lograr las metas de desempeño descritas anteriormente en este comentario sin satisfacer explícitamente los requisitos de este capítulo.

Los requisitos están destinados a aplicarse solo a los componentes permanentes, no a los muebles y equipos temporales o móviles. Los muebles (con la excepción de los elementos más masivos, como los gabinetes de almacenamiento) pueden moverse durante una fuerte sacudida del suelo, pero presentan peligros mínimos. Con la excepción de los paneles solares que cumplen con las disposiciones de la Sección 13.6.12, el equipo debe estar anclado si está permanentemente conectado a los servicios públicos de la estructura, como electricidad, gas o agua. A los efectos de este requisito, "conectado permanentemente" incluye todas las conexiones eléctricas, excepto los enchufes para receptáculos dúplex.

Los elementos temporales son aquellos que permanecen en su lugar durante seis meses o menos. Los sistemas de oficinas modulares se consideran permanentes, ya que normalmente permanecen en su lugar durante largos períodos. Además, a menudo incluyen unidades de almacenamiento de gran capacidad, que pueden volcarse en caso de terremotos. Las unidades móviles incluyen componentes que se mueven de un punto de la estructura a otro durante el uso normal. Los ejemplos incluyen computadoras de escritorio, equipos de oficina y otros componentes que no están permanentemente conectados a los sistemas de servicios públicos del edificio. Los componentes montados sobre ruedas para facilitar el mantenimiento o la limpieza periódicos, pero que por lo demás permanecen en el mismo lugar, no se consideran móviles para el fin de anclaje y arriostramiento.

Los muebles que descansan sobre el piso, como mesas, sillas y escritorios, pueden moverse durante fuertes sacudidas del suelo, pero generalmente presentan peligros mínimos, siempre que no obstruyan las rutas de salida de emergencia. Los ejemplos también incluyen computadoras de escritorio, equipo de oficina y otros componentes que no están permanentemente conectados a los sistemas de servicios públicos del edificio.

Con la excepción de los parapetos sostenidos por muros de carga o muros de corte, todos los componentes de las Categorías de diseño sísmico A y B están exentos debido a los bajos niveles de sacudidas del suelo esperados. Los parapetos no están exentos porque la experiencia ha demostrado que estos elementos pueden fallar y presentar un peligro de caída significativo, incluso a niveles bajos de sacudidas.

Por lo general, se entiende que los componentes discretos son elementos independientes, como gabinetes, bombas, cajas eléctricas, iluminación y señalización. Los componentes discretos, arquitectónicos o mecánicos, que pesan 20 lb (89 N) o menos generalmente no representan un riesgo y están exentos siempre que estén unidos positivamente a la estructura, independientemente de si tienen un factor de importancia,  $Ip$ , de 1.5 o no. Los artículos más grandes de hasta 400 lb (1780 N) de peso con  $Ip$  = 1,0 históricamente han estado exentos siempre que estén conectados positivamente y tengan conexiones flexibles. La exención para los componentes mecánicos y eléctricos en las categorías de diseño sísmico D, E o F en función del peso y la ubicación del centro de masa es particularmente aplicable a los bastidores de equipos verticales y componentes similares. Cuando no se disponga de información detallada sobre el centro de masa de la instalación prevista, una estimación conservadora basada en configuraciones potenciales del equipo

FIGURA C13.1-7 Sistemas mecánicos prefabricados Fuente: Cortesía de

Matthew Tobolski.

debería ser usado. La exención para componentes que pesan 400 lb (1780 N) o menos ha existido en disposiciones para componentes no estructurales durante muchos años y corresponde aproximadamente al peso de 40 gal. (150-L) tanque de agua caliente. Junto con esta y las otras exenciones en SDC D, E y F, es un requisito que el componente esté unido positivamente a la estructura. Se proporciona fijación positiva cuando la fijación se lleva a cabo utilizando materiales de grado estructural apropiados, por lo que no se requieren cálculos de diseño explícitos para el anclaje.

Aunque las exenciones enumeradas en la Sección 13.1.4 están destinadas a eximir de los requisitos de arriostramiento para los componentes no estructurales que se considera que representan un riesgo insignificante para la seguridad de la vida, en algunos casos puede ser recomendable considerar el arriostramiento (en consulta con el propietario) para los componentes exentos, para minimizar los costos de reparación y/o pérdida desproporcionada (por ejemplo, obras de arte de alto valor).

Las exenciones de arriostramiento para tirantes cortos se han trasladado a las secciones respectivas en las que se aplican. Estas exenciones se basan en la suposición de que los soportes colgantes tienen suficiente ductilidad para sufrir deformaciones plásticas sin fallar y, al mismo tiempo, proporcionan suficiente rigidez para limitar el desplazamiento lateral a un nivel razonable. Esta suposición se extiende a los anclajes y, como tal, el diseño y el detalle de las conexiones a la estructura deben tener esto en cuenta. Las canalizaciones, ductos y sistemas de tuberías deben poder adaptarse a las demandas de desplazamiento relativo calculadas en la Sección 13.3.2, ya que estos desplazamientos pueden ser sustancialmente mayores que los que ocurren en las conexiones a los equipos. En las juntas de separación sísmica entre estructuras, pueden ocurrir grandes desplazamientos en una distancia corta.

Los soportes colgantes cortos fabricados con varillas roscadas resisten la fuerza lateral principalmente a través de la flexión y son propensos a fallar debido a la fatiga cíclica. Las pruebas realizadas por Soulages y Weir (2011) sugieren que la fatiga de bajo ciclo no es un problema cuando las relaciones de ductilidad de las varillas son menores a aproximadamente 4. Las pruebas también indicaron que no se requieren conexiones giratorias, siempre que las limitaciones de carga y longitud de la varilla son observados. Los límites sobre trapecios y péndolas no arriostrados se basan en limitar las relaciones de ductilidad a niveles razonables, cuando están sujetos a las demandas de fuerza máxima en las regiones de mayor riesgo sísmico. Cabe señalar que en áreas de menor riesgo sísmico se podrían utilizar criterios menos restrictivos.

La exención para los soportes colgantes cortos se limita al caso en el que cada soporte colgante en el tramo de la pista de rodadura tenga menos de 305 mm (12 in) debido a la necesidad de considerar cuidadosamente las cargas sísmicas y los límites de desplazamiento compatibles para las partes de las pistas de rodadura con soportes colgantes más largos.

Se eliminó la exención histórica para conductos soportados en trapecio de menos de 2,5 pulgadas (64 mm) de tamaño comercial, ya que su aplicación a casos específicos, como un trapecio que soporta múltiples recorridos de conductos, no estaba clara.

La exención para trapecios con varillas colgantes cortas se aplica solo a los trapecios configurados con varillas colgantes unidas directamente al trapecio y al armazón estructural. Cuando uno o más soportes de barra para un trapecio se apoyan en otro trapecio, no se aplica la exención de arriostramiento.

**C13.1.5 Sistemas mecánicos y eléctricos prefabricados.** Los grandes sistemas mecánicos y eléctricos prefabricados (como se muestra en la Fig. C13.1-7) deben considerarse estructuras que no son de edificación a los efectos del diseño del sistema estructural envolvente, a menos que el módulo haya sido precalificado de acuerdo con la Sección 13.2.2. Sin embargo, cuando el módulo prefabricado no ha sido precalificado, los componentes no estructurales contenidos dentro del módulo deben abordarse a través de los requisitos del Capítulo 13. Tenga en cuenta que esta disposición no pretende abordar los conjuntos de equipos montados en patines que no están equipados con un gabinete, ni se ocupan de componentes individuales grandes, como controladores de aire, torres de enfriamiento, enfriadores y calderas.

**C13.1.6 Aplicación de requisitos de componentes no estructurales a estructuras que no son de edificación.** A veces, un componente no estructural debe tratarse como una estructura que no es de construcción. Cuando las características físicas asociadas con una clase dada de componentes no estructurales varían ampliamente, se necesita juicio para seleccionar el procedimiento y los coeficientes de diseño apropiados. Por ejemplo, las torres de enfriamiento varían desde pequeñas unidades empaquetadas con un peso operativo de 2000 lb (8,9 kN) o menos hasta estructuras del tamaño de edificios. En consecuencia, los coeficientes de diseño para el diseño de "torres de enfriamiento" se encuentran en las Tablas 13.6-1 y 15.4-2. Las torres de enfriamiento pequeñas se diseñan mejor como componentes no estructurales utilizando las disposiciones del Capítulo 13, mientras que las grandes son claramente estructuras que no son de construcción y se diseñan de manera más apropiada utilizando las disposiciones del Capítulo 15.

Problemas similares surgen para otras clases de componentes no estructurales (p. ej., calderas y depósitos). Bachman y Dowty (2008) proporcionan orientación para determinar si un elemento debe tratarse como una estructura que no es de construcción o como un componente no estructural a efectos del diseño sísmico.

El límite de peso especificado para los componentes no estructurales (25 % en relación con el peso combinado de la estructura y el componente) se relaciona con la condición en la que la interacción dinámica entre el componente y el sistema estructural de soporte es potencialmente significativa. La Sección 15.3.2 contiene requisitos para abordar esta interacción en el diseño.

**C13.1.7 Documentos de referencia.** Las organizaciones profesionales y comerciales han desarrollado códigos y normas reconocidos a nivel nacional para el diseño y la construcción de dispositivos mecánicos específicos.

y componentes eléctricos. Estos documentos proporcionan una guía de diseño para condiciones de operación normales y alteradas (anormales) y para varias condiciones ambientales. Algunos de estos documentos incluyen requisitos de diseño sísmico en el contexto del diseño mecánico o eléctrico general. La intención de la norma es que se utilicen los requisitos sísmicos de los documentos de referencia. Los desarrolladores de estos documentos están familiarizados con el rendimiento esperado y los modos de falla de los componentes; sin embargo, los documentos pueden basarse en consideraciones de diseño que no sean inmediatamente obvias para un profesional del diseño estructural. Por ejemplo, en el diseño de tuberías industriales, las tensiones provocadas por las fuerzas de inercia sísmica normalmente no se suman a las provocadas por la expansión térmica.

Cuando los documentos de referencia han sido adoptados específicamente por esta norma para cumplir con los requisitos de fuerza y desplazamiento de este capítulo con o sin modificación, se consideran parte de la norma.

Existe la posibilidad de malentendidos y mala aplicación de los documentos de referencia para el diseño de sistemas mecánicos y eléctricos. En la revisión y aceptación del diseño sísmico debe participar un profesional de diseño registrado que esté familiarizado tanto con la norma como con los documentos de referencia utilizados.

Incluso cuando los documentos de referencia para componentes no estructurales carecen de requisitos específicos de diseño sísmico, los equipos mecánicos y eléctricos construidos de acuerdo con los documentos de referencia estándar de la industria se han desempeñado bien históricamente cuando se anclan correctamente. Sin embargo, se espera que los fabricantes de equipos mecánicos y eléctricos consideren las cargas sísmicas en el diseño del equipo mismo, incluso cuando tal consideración no se requiera explícitamente en este capítulo.

Aunque algunos documentos de referencia proporcionan requisitos de capacidad sísmica adecuados para el componente que se está diseñando, las demandas sísmicas utilizadas en el diseño no pueden ser inferiores a las especificadas en la norma.

Guía específica para comunicaciones mecánicas y eléctricas seleccionadas componentes y condiciones se proporciona en la Sección 13.6.

A menos que estén exentos en la Sección 13.1.4, los componentes deben estar anclados a la estructura y, para promover la coordinación, los soportes y accesorios requeridos deben detallarse en los documentos de construcción. Los documentos de referencia pueden contener instrucciones explícitas para el anclaje de componentes no estructurales. Sin embargo, los requisitos de anclaje de la Sección 13.4 deben cumplirse en todos los casos para garantizar un nivel constante de robustez en las uniones a la estructura.

**C13.1.8 Documentos de referencia que utilizan el diseño de tensión admisible.** Muchos componentes no estructurales se diseñan utilizando documentos de referencia desarrollados específicamente que se basan en las cargas de tensión admisibles y las combinaciones de carga y, por lo general, permiten aumentos en las tensiones admisibles para cargas sísmicas. Aunque la Sección 2.4.1 de la norma no permite aumentos en los esfuerzos permisibles, la Sección 13.1.8 define explícitamente las condiciones para los aumentos de esfuerzos en el diseño de componentes no estructurales donde los documentos de referencia brindan una base para el diseño resistente a terremotos.

### C13.2 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

**C13.2.1 Requisitos aplicables para componentes, soportes y accesorios arquitectónicos, mecánicos y eléctricos.** El cumplimiento de los requisitos del Capítulo 13 puede lograrse mediante un diseño específico del proyecto o mediante la certificación del fabricante de la calificación sísmica de un sistema o componente. Cuando el cumplimiento es por certificación del fabricante, los elementos deben instalarse de acuerdo con las instrucciones del fabricante.

requisitos La evidencia de cumplimiento puede proporcionarse en forma de una declaración firmada por un representante del fabricante o por el profesional de diseño registrado que indique que el componente o sistema está calificado sísmicamente. Una o más de las siguientes opciones para la evidencia de cumplimiento pueden ser aplicables:

1. Un análisis (p. ej., de un sistema distribuido como tuberías) que incluye la derivación de las fuerzas utilizadas para el diseño del sistema, la derivación de desplazamientos y reacciones, y el diseño de los soportes y anclajes;
2. Un informe de prueba, que incluya la configuración de prueba y las condiciones límite utilizadas (cuando la prueba esté destinada a abordar una clase de componentes, la gama de elementos cubiertos por la prueba realizada también debe incluir la justificación de las similitudes de los elementos que hacen que esta certificación válido); y/o
3. Un informe de datos de experiencia.

Los componentes abordados por la norma incluyen unidades simples individuales y conjuntos de unidades simples para los cuales los documentos de referencia establecen requisitos de calificación o análisis sísmico. La norma también aborda los sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos complejos para los cuales no existen documentos de referencia o existen solo para elementos del sistema.

En el diseño y análisis de componentes simples y sistemas complejos, los conceptos de flexibilidad y robustez a menudo pueden ayudar al diseñador a determinar la necesidad del análisis y, cuando el análisis es necesario, la extensión y los métodos mediante los cuales se puede determinar la adecuación sísmica. Estos conceptos se discuten en la Sección C13.6.1.

**C13.2.2 Requisitos especiales de certificación para sistemas sísmicos designados.** Esta sección aborda la calificación del equipo sísmico activo designado, sus soportes y accesorios con el objetivo de mejorar la capacidad de supervivencia y lograr un alto nivel de confianza de que una instalación será funcional después de un terremoto de diseño. Cuando los componentes estén interconectados, la calificación debe proporcionar las fuerzas admisibles (p. ej., cargas en la boquilla) y, según corresponda, los desplazamientos anticipados del componente en los puntos de conexión para facilitar la evaluación de daños indirectos, de acuerdo con la Sección 13.2.3. El equipo activo tiene partes que giran, se mueven mecánicamente o reciben energía durante la operación. El equipo sísmico designado activo constituye un subconjunto limitado de los sistemas sísmicos designados.

La falla del equipo sísmico designado activo en sí mismo puede representar un peligro significativo. Para equipos sísmicos activos designados, se debe evitar la falla de la integridad estructural y la pérdida de función.

Los ejemplos de equipos sísmicos activos designados incluyen equipos mecánicos (componentes de sistemas HVAC y sistemas de tuberías) o eléctricos (distribución de suministro de energía), equipos médicos, equipos de bombas contra incendios y suministros de energía ininterrumpida para hospitales. En general, se entiende que los sistemas de tuberías de rociadores de protección contra incendios diseñados e instalados según NFPA 13 cumplen con los requisitos especiales de certificación de la Sección 13.2.2. Consulte la Sección 13.6.7.2.

Existen límites prácticos en el tamaño de un componente que se puede calificar mediante pruebas de mesa vibratoria. Los componentes demasiado grandes para ser calificados mediante pruebas de mesa vibratoria deben calificarse mediante una combinación de análisis estructural y pruebas de calificación o evaluación empírica a través de un enfoque de subsistema. Los subsistemas de componentes grandes y complejos (p. ej., enfriadores grandes, conjuntos de equipos montados sobre patines y calderas) se pueden calificar individualmente, y el marco estructural general del componente se puede evaluar mediante análisis estructural.

La evaluación del rendimiento operativo posterior a un terremoto para equipos activos mediante análisis generalmente implica un modelado sofisticado

con validación experimental y puede no ser confiable. Por lo tanto, no se permite el uso de análisis solo para componentes activos o energizados, a menos que se pueda hacer una comparación con componentes que se hayan considerado robustos. Como ejemplo, un transformador está energizado pero contiene componentes que se puede demostrar que permanecen linealmente elásticos y son inherentemente resistentes.

Sin embargo, los equipos de interruptores que contienen componentes frágiles están energizados de manera similar pero no son inherentemente resistentes y, por lo tanto, no pueden certificarse únicamente mediante análisis. Para componentes complejos, las pruebas o la experiencia pueden ser, por lo tanto, la única forma práctica de garantizar que el equipo funcionará después de un terremoto de diseño. La experiencia de terremotos anteriores ha demostrado que gran parte del equipo activo es inherentemente resistente. Por lo tanto, la evaluación de los datos de la experiencia, junto con el análisis del anclaje, es adecuada para demostrar el cumplimiento de los equipos activos, como bombas, compresores y motores eléctricos. En otros casos, como en el caso de los centros de control de motores y equipos de commutación, es posible que se requieran pruebas de mesa vibratoria.

Con algunas excepciones (por ejemplo, motores de ascensores), la experiencia indica que es poco probable que los componentes mecánicos y eléctricos activos que contienen motores eléctricos de más de 10 hp (7,4 kW) o que tengan una capacidad de intercambio térmico superior a 200 MBH merezcan la exención de sacudidas. pruebas de mesa sobre la base de la robustez inherente. Los componentes con menor potencia del motor y capacidad de intercambio térmico generalmente se consideran componentes activos pequeños y resistentes.

Las excepciones a esta regla pueden ser apropiadas para casos específicos, como los motores de ascensores que tienen más caballos de fuerza pero que la experiencia ha demostrado que son resistentes. Todavía se requiere un análisis para garantizar la integridad estructural de los componentes no activos. Por ejemplo, un condensador de 15 toneladas requeriría un análisis de la ruta de carga entre el ventilador del condensador y el serpentín hasta la estructura del edificio.

Cuando la certificación se logra mediante análisis, el tipo y la sofisticación del análisis requerido varía según el tipo de equipo y la construcción específicos. El análisis estático utilizando la fuerza total especificada en la Sección 13.3 considerando las combinaciones de carga aplicables puede ser apropiado para componentes individuales donde el marco estructural es el único elemento que debe certificarse y donde se demuestra que los efectos dinámicos internos son insignificantes. Para componentes individuales donde los efectos dinámicos pueden ser significativos, o para ensamblajes de componentes, se recomienda encarecidamente el análisis dinámico.

Se pueden usar procedimientos de análisis modal o historial de respuestas, pero se debe tener cuidado al usar el análisis modal para garantizar que las interacciones significativas entre los componentes individuales se capturen adecuadamente. En todos los análisis, es esencial que la rigidez, la masa y la carga aplicada se distribuyan de acuerdo con las propiedades del componente y con suficiente detalle (número de grados de libertad) para permitir que las fuerzas, deformaciones y aceleraciones deseadas se determinen con precisión determinado. Los movimientos de entrada para los procedimientos dinámicos deben reflejar el movimiento esperado en los puntos de conexión del componente. El comportamiento no lineal del componente normalmente no es aconsejable en el análisis de certificación en ausencia de resultados de pruebas bien documentados para componentes específicos. Por lo general, el movimiento de entrada es (a) un espectro de respuesta de piso genérico como el que se proporciona en ICC-ES AC 156, (b) espectros de piso específicos de la ubicación y la estructura generados usando los procedimientos de la Sección 13.3.1, o (c) historias de tiempo de aceleración desarrolladas utilizando procedimientos de análisis dinámico similares a los especificados en el Capítulo 16 o la Sección 12.9. Las entradas horizontales y verticales generalmente se aplican simultáneamente cuando se realizan este tipo de análisis dinámicos. Al igual que con todos los análisis estructurales, se requiere criterio para garantizar que los resultados sean aplicables y representativos del comportamiento previsto para los movimientos de entrada.

**C13.2.3 Daño emergente.** Aunque los componentes identificados en las Tablas 13.5-1 y 13.6-1 se enumeran por separado, existen interrelaciones significativas y deben ser consideradas.

El daño consecuente ocurre debido a la interacción entre los componentes y los sistemas. Incluso los componentes "arriostados" se desplazan, y el desplazamiento entre los soportes laterales puede ser significativo en el caso de sistemas distribuidos como sistemas de tuberías, sistemas de cables y conductos y otros sistemas lineales. La intención de la norma es que los desplazamientos sísmicos considerados incluyan tanto el desplazamiento relativo entre múltiples puntos de apoyo (tratado en la Sección 13.3.2) como, para los componentes mecánicos y eléctricos, el desplazamiento dentro de los conjuntos de componentes.

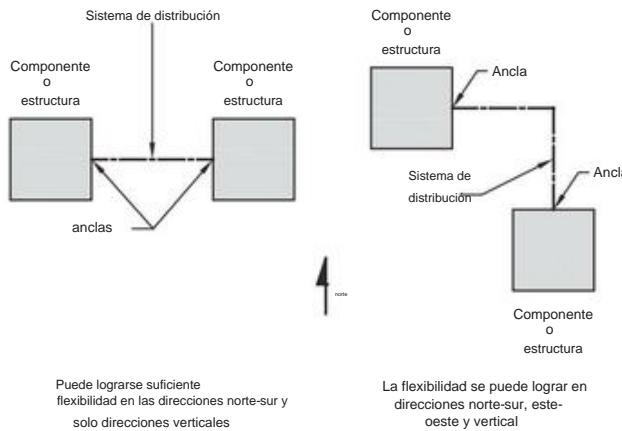
Debe evitarse el impacto de los componentes, a menos que los componentes estén fabricados con materiales dúctiles que hayan demostrado ser capaz de acomodar las cargas de impacto esperadas.

Con cubiertas protectoras, se espera que los componentes mecánicos y eléctricos dúctiles y muchos componentes más frágiles sobrevivan a todas las cargas de impacto excepto las más severas. La flexibilidad y ductilidad de las conexiones entre los sistemas de distribución y el equipo al que se conectan es esencial para el desempeño sísmico del sistema.

La determinación de los desplazamientos que generan estas interacciones no se aborda explícitamente en la Sección 13.3.2.1. Esta sección se refiere al desplazamiento relativo de los puntos de apoyo. Se pueden producir daños consiguientes debido al desplazamiento de componentes y sistemas entre los puntos de apoyo. Por ejemplo, en instalaciones antiguas de techos suspendidos, el desplazamiento lateral excesivo de un sistema de techo puede fracturar los cabezales de los rociadores que sobresalen del techo. Puede surgir una situación similar si los cabezales de rociadores que sobresalen de un ramal de diámetro pequeño pasan a través de un sistema de techo rígido. Aunque el ramal puede estar debidamente restringido, todavía puede desplazarse lo suficiente entre los puntos de apoyo laterales para afectar a otros componentes o sistemas. Se producen interacciones similares cuando un sistema distribuido relativamente flexible se conecta a un componente arriostado o rígido.

Se debe considerar el potencial de impacto entre componentes que están en contacto o cerca de otros componentes estructurales o no estructurales. Sin embargo, al considerar estas interacciones potenciales, el diseñador debe determinar si la interacción potencial es tanto creíble como significativa. Por ejemplo, la caída de un panel de techo ubicado sobre un centro de control de motores es una interacción creíble porque el panel que cae en instalaciones de techos suspendidos más antiguos puede alcanzar e impactar el centro de control de motores. Una interacción es significativa si puede causar daño al objetivo. El impacto de un panel de techo en un centro de control de motores puede no ser significativo debido al peso ligero del panel de techo. La consideración de diseño especial es apropiada cuando la falla de un elemento no estructural podría influir negativamente en el desempeño de un componente no estructural crítico adyacente, como un generador de emergencia.

**C13.2.4 Flexibilidad.** En muchos casos, la flexibilidad es más importante que la fuerza en el rendimiento de los sistemas distribuidos, como tuberías y conductos. Se requiere una buena comprensión de la demanda de desplazamiento en el sistema, así como su capacidad de desplazamiento. Los componentes o sus soportes y accesorios deben ser lo suficientemente flexibles para adaptarse a la gama completa de movimientos diferenciales esperados; se permite cierta inelasticidad localizada al acomodar los movimientos. Se deben considerar los movimientos relativos en todas las direcciones. Por ejemplo, incluso un ramal arriostado de un sistema de tuberías puede desplazarse, por lo que debe conectarse a otros componentes arriostados o rígidos de manera que se adapte a los desplazamientos sin fallar (Fig. C13.2-1). Otro ejemplo es el de las unidades de revestimiento (como los elementos prefabricados de hormigón



**FIGURA C13.2-1** Planos esquemáticos que ilustran la flexibilidad de ramales

unidades de pared). A menudo muy rígidas en el plano, las unidades de revestimiento requieren conexiones capaces de adaptarse a la deriva del piso si se unen en más de un nivel. (Vea la Fig. C13.3-4 para una ilustración.)

Si el análisis de componentes asume anclajes o soportes rígidos, las cargas previstas y las tensiones locales pueden ser demasiado grandes, por lo que puede ser necesario considerar la rigidez del anclaje y/o soporte.

**C13.2.5 Alternativa de prueba para la determinación de la capacidad sísmica.** La prueba es un método alternativo bien establecido de calificación sísmica para equipos de tamaño pequeño a mediano.

Varios documentos de referencia nacionales tienen requisitos de prueba adaptables para la calificación sísmica. Uno de esos documentos de referencia (ICC-ES AC 156) es un protocolo de prueba de mesa vibratoria que ha sido adoptado por el Servicio de Evaluación del Consejo Internacional de Códigos. Fue desarrollado específicamente para ser consistente con las demandas de aceleración (es decir, los requisitos de fuerza) del estándar.

El desarrollo o selección de pruebas y calificación.

Los protocolos deben incluir, como mínimo, lo siguiente:

1. Descripción de cómo el protocolo cumple con la intención de los requisitos específicos del proyecto y las interpretaciones relevantes del estándar;
2. Definición de un movimiento de entrada de prueba con un espectro de respuesta que cumpla o exceda el espectro sísmico de diseño para el sitio;
3. Contabilización de la amplificación dinámica causada por instalaciones de equipos por encima del nivel del suelo (se permite, pero no se exige, la consideración de las características dinámicas reales de la estructura de soporte principal);
4. Definición de cómo se derivaron las demandas de entrada de la mesa vibratoria;
5. Definición y establecimiento de un criterio de aceptación verificable de aprobación/rechazo para la calificación sísmica basado en el Factor de importancia del equipo y consistente con el código de construcción y la intención de diseño específica del proyecto;
- y 6. Desarrollo de criterios que puedan usarse para racionalizar los requisitos de configuración de unidades de prueba para líneas de productos de equipos altamente variables.

Para ayudar al profesional del diseño a evaluar la idoneidad del certificado de cumplimiento del fabricante, se recomienda que los certificados de cumplimiento incluyan lo siguiente:

1. Familia o grupo de productos cubiertos; 2.

Código(s) y norma(s) de construcción cuyo cumplimiento fue evaluado; 3.

Estándar de prueba utilizado;

4. Objetivo de desempeño y Factor de Importancia correspondiente ( $I_p = 1.0$  o  $I_p = 1.5$ ); 5. Demanda sísmica para la cual el componente está certificado, incluidos los parámetros de diseño estándar y/o de código utilizados para calcular la demanda sísmica (como los valores utilizados para  $a_p$ ,  $R_p$  y clase de sitio); y

#### 6. Restricciones de instalación, si las hubiera (grado, piso o nivel del techo).

Sin un protocolo de prueba reconocido por el código de construcción, la prueba de calificación es inconsistente y difícil de verificar. El uso de ICC-ES AC 156 simplifica la tarea de verificación de cumplimiento porque fue desarrollado para abordar directamente la alternativa de prueba para componentes no estructurales, como se especifica en la norma. También establece el plan mínimo de prueba y los entregables del informe.

El uso de otros estándares o protocolos ad hoc para verificar el cumplimiento de los componentes no estructurales con el requisito del estándar debe considerarse cuidadosamente y usarse solo cuando los requisitos específicos del proyecto no puedan cumplirse de otra manera.

Cuando se utilicen otros estándares de prueba de calificación, total o parcialmente, es necesario verificar el cumplimiento de este estándar. Por ejemplo, IEEE 693 (2005) indica que debe usarse con el único propósito de calificar equipos eléctricos (enumerados específicamente en el estándar) para uso en subestaciones de servicios públicos. Cuando se hayan realizado pruebas de equipos de acuerdo con otros estándares (por ejemplo, pruebas realizadas de conformidad con IEEE 693), un enfoque directo sería permitir la evaluación, por parte del fabricante, del plan de prueba y los datos para validar el cumplimiento de los requisitos de ICC-ES AC 156 porque fue desarrollado específicamente para cumplir con las exigencias sísmicas de esta norma.

La calificación de componentes mecánicos y eléctricos para cargas sísmicas por sí sola puede no ser suficiente para lograr objetivos de alto rendimiento. Establecer un alto grado de confianza en que se cumplirán los objetivos de rendimiento requiere considerar el rendimiento de las estructuras, los sistemas (p. ej., fluidos, mecánicos, eléctricos y de instrumentación) y sus interacciones (p. ej., interacción de cargas sísmicas y de otro tipo), así como cumplimiento de los requisitos de instalación.

**C13.2.6 Alternativa de datos de experiencia para la determinación de la capacidad sísmica.** Un método establecido de calificación sísmica para ciertos tipos de componentes no estructurales es la evaluación de datos para el desempeño de componentes similares en terremotos pasados. La capacidad sísmica del componente en cuestión se extraña sobre la base de estimaciones de las demandas (por ejemplo, fuerza o desplazamiento) a las que se sometieron los componentes de la base de datos. El Seismic Qualification Utility Group (SQUG) del Instituto de Investigación de Energía Eléctrica ha desarrollado procedimientos para dicha calificación para su uso en aplicaciones de instalaciones nucleares.

Las reglas del SQUG para implementar el uso de datos de experiencia se describen en una base de datos propietaria de procedimientos de implementación genéricos. Es una colección de hallazgos de estudios de ingeniería detallados realizados por expertos para equipos de una variedad de instalaciones industriales y de servicios públicos.

El uso válido de los datos de la experiencia requiere el cumplimiento de las reglas que abordan las características físicas; clasificación y estándares del fabricante; y hallazgos de pruebas, análisis y opinión consensuada de expertos.

Se utilizan cuatro criterios para establecer la calificación sísmica por experiencia, como sigue:

1. Capacidad sísmica versus demanda (una comparación con una espectro delimitador); 2.

Precauciones e inclusión en la base de datos de experiencias de terremotos normas;

### 3. Evaluación del anclaje; y 4. Evaluación de la interacción sísmica.

Los datos de experiencia deben usarse con cuidado porque el diseño y la fabricación de los componentes pueden haber cambiado considerablemente en los años intermedios. El uso de este procedimiento también está limitado por la relativa rareza de los registros de instrumentos de movimiento fuerte asociados con los datos de experiencia del equipo correspondiente.

#### C13.2.7 Documentos de Construcción. donde la norma

requiere el diseño sísmico de los componentes o sus soportes y accesorios, se deben preparar los documentos de construcción apropiados que definan la construcción e instalación requeridas. Estos documentos facilitan la inspección y las pruebas especiales necesarias para proporcionar un nivel razonable de garantía de calidad. De particular preocupación son los grandes componentes no estructurales (como los enfriadores de techo) cuya fabricación e instalación involucran múltiples oficios y proveedores y que imponen cargas significativas en la estructura de soporte. En estos casos, es importante que los documentos de construcción utilizados por los diversos oficios y proveedores sean preparados por un diseñador profesional registrado para satisfacer los requisitos de diseño sísmico.

La información requerida para preparar los documentos de construcción para la instalación del componente incluye las dimensiones del componente, las ubicaciones de los puntos de conexión, el peso operativo y la ubicación del centro de masa. Por ejemplo, si se fija un ángulo de anclaje al costado de un chasis de metal, se debe conocer el calibre y el material del chasis para poder determinar la cantidad y el tamaño de los sujetadores necesarios. O cuando una pieza de equipo tiene una placa base que está anclada a una losa de concreto con anclajes de expansión, los planos deben mostrar el material y el espesor de la placa base, el diámetro de los orificios para pernos en la placa y el tamaño y la profundidad de empotramiento de los pernos de anclaje. Si la placa se eleva por encima de la losa para nivelación, los documentos de construcción también deben mostrar el espacio máximo permitido entre la placa y la losa.

### C13.3 DEMANDAS SÍSMICAS SOBRE NO ESTRUCTURALES COMPONENTES

Las demandas sísmicas sobre los componentes no estructurales, tal como se definen en esta sección, son demandas de aceleración y demandas de desplazamiento relativo. Las demandas de aceleración están representadas por fuerzas estáticas equivalentes. Las demandas relativas de desplazamiento se proporcionan directamente y se basan en los desplazamientos reales calculados para la estructura o en las desviaciones máximas permitidas que se permitido para la estructura.

**C13.3.1 Fuerza de diseño sísmico.** La fuerza de diseño sísmico para un componente depende del peso del componente, el factor de importancia del componente, el factor de modificación de la respuesta del componente, el factor de amplificación del componente y la aceleración del componente en un punto de unión a la estructura. Las fuerzas prescritas en esta sección de la norma reflejan las características dinámicas y estructurales de los componentes no estructurales. Como resultado de estas características, las fuerzas utilizadas para la verificación de la integridad de los componentes y el diseño de las conexiones a la estructura de soporte suelen ser mayores que las utilizadas para el diseño del sistema general de resistencia a fuerzas sísmicas.

Ciertos componentes no estructurales carecen de los atributos deseables de las estructuras (como ductilidad, tenacidad y redundancia) que permiten el uso de fuerzas de diseño laterales muy reducidas. Por lo tanto, los valores para el factor de modificación de la respuesta, Rp, en las tablas 13.3-1 y 13.6-1 generalmente son más pequeños que los valores de R para las estructuras. Estos valores Rp , utilizados para representar la capacidad de absorción de energía de un componente y sus accesorios, dependen tanto de



FIGURA C13.3-1 Formulación NCEER para ap como función de los períodos estructural y componente

sobrerresistencia y deformabilidad. En la actualidad, estas consideraciones potencialmente separadas se combinan en un solo factor. Los valores tabulados se basan en el juicio colectivo del comité responsable.

A partir de la edición 2005 de ASCE 7, se han realizado ajustes significativos a los valores Rp tabulados para ciertos sistemas mecánicos y eléctricos. Por ejemplo, el valor de Rp para los sistemas de tuberías de acero soldado aumenta de 3,5 a 9. El valor de ap aumentó de 1,0 a 2,5, por lo que, aunque podría parecer que las fuerzas en dichos sistemas de tuberías se han reducido considerablemente, el cambio neto es insignificante porque Rp=ap cambia de 3,5 a 3,6. La fuerza sísmica mínima de diseño de la Ec. (13.3-3), que rige en muchos casos, permanece sin cambios.

El factor de amplificación de componentes (ap) representa la amplificación dinámica de las respuestas de los componentes en función de los períodos fundamentales de la estructura (T) y el componente (Tp). Cuando se diseñan o seleccionan los componentes, el período fundamental estructural no siempre está definido o fácilmente disponible. El período fundamental del componente (Tp) generalmente solo se obtiene con precisión mediante pruebas de mesa vibratoria o pull-back y no está disponible para la mayoría de los componentes. Los valores ap tabulados se basan en el comportamiento de los componentes que se supone que es rígido o flexible. Cuando el período fundamental del componente es inferior a 0,06 s, no se espera una amplificación dinámica y el componente se considera rígido. La tabulación de los valores p supuestos no pretende impedir una determinación más precisa del factor de amplificación del componente cuando se dispone de los períodos fundamentales tanto de la estructura como del componente. La formulación del Centro Nacional para la Investigación de Ingeniería Sísmica que se muestra en la figura C13.3-1 se puede usar para calcular ap como una función de Tp=T.

La amplificación dinámica ocurre cuando el período de un componente no estructural coincide con el de cualquier modo de la estructura de soporte, aunque este efecto puede no ser significativo según el movimiento del suelo. Para la mayoría de los edificios, el modo primario de vibración en cada dirección tiene la mayor influencia en el amplificación dinámica para componentes no estructurales. Para estructuras de período largo (como edificios altos), donde el período de vibración del modo fundamental es mayor que 3,5 veces Ts, los modos de vibración más altos pueden tener períodos que coincidan más con el período de los componentes no estructurales. Para este caso, se recomienda considerar la amplificación utilizando períodos de modo más altos en lugar del período fundamental más alto. Este enfoque puede generalizarse calculando los espectros de respuesta del piso para varios niveles que reflejan las características dinámicas de la estructura de soporte para determinar cómo varía la amplificación en función del período del componente. El cálculo de los espectros de respuesta del suelo se describe en la Sección 13.3.1.1. Este procedimiento puede ser complejo, pero en la Sección 13.3.1.2 se presenta un procedimiento simplificado. Consideración del comportamiento no lineal de la estructura. complica mucho el análisis.

En ASCE 7-10, los valores de  $\gamma_0$  se agregaron a las Tablas 13.5-1 y 13.6-1.  $\gamma_0$  se incluye en las combinaciones de carga para el anclaje de componentes no estructurales a hormigón o mampostería en los casos en que el anclaje se considere no dúctil. ACI 318-14, Sección 17.2.3.4.3 (d) requiere la inclusión de  $\gamma_0$  para anclajes que de otro modo no satisfacen los requisitos de ductilidad. Este factor se parece mucho al factor 1.3 y la penalización Rp en ASCE 7-05 para anclajes no dúctiles. El valor superior para  $\gamma_0$  se seleccionó originalmente en base a disposiciones similares en ediciones anteriores de los códigos IBC y ACI. La investigación en la Universidad Estatal de San Diego indica que este valor no necesita exceder 2.

ecuación (13.3-1) representa una distribución trapezoidal de aceleraciones en el piso dentro de una estructura, que varía linealmente desde la aceleración en el suelo (tomada como 0.4SDS) hasta la aceleración en el techo (tomada como 1.2SDS). La aceleración del suelo (0.4SDS) pretende ser la misma aceleración utilizada como entrada de diseño para la estructura misma, incluidos los efectos del sitio. La aceleración del techo se establece como tres veces la aceleración del suelo de entrada según el examen de los datos de aceleración registrados en la estructura para estructuras de altura baja y moderada en respuesta a grandes terremotos de California. El trabajo de Dowell y Johnson (2013) sugiere que, para estructuras más altas, la amplificación con la altura puede variar significativamente debido a efectos de modo más altos. Donde hay más información disponible, la Ec. (13.3-4) permite una determinación alternativa de las fuerzas de diseño de los componentes con base en las propiedades dinámicas de la estructura. Cuando se usa un procedimiento de análisis modal, como se describe en la Sección 12.9.1, se usa

ecuación (13.3-3) establece una fuerza sísmica de diseño mínima,  $F_p$ , que es consistente con la práctica actual. Ecuación (13.3-2) proporciona un valor máximo simple de  $F_p$  que evita que la multiplicación de los factores individuales produzca una fuerza de diseño que sería excesivamente alta, considerando la respuesta no lineal esperada del soporte y el componente. La figura C13.3-2 ilustra la distribución de las fuerzas de diseño laterales especificadas.

Para elementos con puntos de unión a más de una altura, se recomienda que el diseño se base en el promedio de los valores de  $F_p$  determinados individualmente en cada punto de unión (pero con el peso total del componente,  $W_p$ ) usando las Ecs. (13.3-1) a (13.3-3).

Alternativamente, para cada punto de unión, se puede determinar una fuerza  $F_p$  utilizando las Ecs. (13.3-1) a (13.3-3), con la parte del peso componente,  $W_p$ , tributaria hasta el punto de unión. Para el diseño del componente, la fuerza de fijación  $F_p$  debe distribuirse en relación con la distribución de masa del componente sobre el área utilizada para establecer el peso tributario. Para ilustrar estas opciones, considere un panel de pared no estructural exterior sólido, con soporte superior e inferior, para un edificio de un piso con un diafragma rígido. Los valores de  $F_p$  calculados, respectivamente, para los accesorios superior e inferior utilizando las Ecs. (13.3-1) a (13.3-3) son 0.48SDSlpWp y 0.30SDSlpWp. En el método recomendado, se aplica una carga uniforme a todo el panel basada en 0,39 SDSlpWp. En el método alternativo, se aplica una carga trapezoidal que varía de 0,48 SDSlpWp en la parte superior a 0,30 SDSlpWp en la parte inferior. Luego, cada fuerza de anclaje se determina considerando el equilibrio estático del componente completo sujeto a todas las cargas distribuidas.

Los parapetos en voladizo que forman parte de un elemento continuo deben revisarse por separado para determinar las fuerzas del parapeto. La fuerza sísmica sobre cualquier componente debe aplicarse en el centro de gravedad del componente y debe suponerse que actúa en cualquier dirección horizontal. Las fuerzas verticales en los componentes no

estructurales iguales a 0.2SDSWp se especifican en la Sección 13.3.1 y están destinadas a aplicarse a todos los componentes no estructurales y no solo a los elementos en voladizo. Los muros de mampostería o concreto no estructural sostenidos lateralmente por diafragmas flexibles deben anclarse fuera del plano de acuerdo con la Sección 12.11.2.

FIGURA C13.3-2 Magnitud de la fuerza lateral sobre la altura

#### C13.3.1.4 Análisis dinámico

C13.3.1.4.1 Espectros de respuesta de suelo. La respuesta de los componentes no estructurales al movimiento sísmico está influenciada por la interacción dinámica del componente no estructural con la respuesta de la estructura. La amplificación dinámica ocurre cuando el período de un componente no estructural coincide con el de cualquier modo de la estructura de soporte, aunque este efecto puede no ser significativo según el movimiento del suelo. Para la mayoría de los edificios, el modo principal de vibración en cada dirección tendrá la mayor influencia en la amplificación dinámica de los componentes no estructurales. Para estructuras de período largo (como edificios altos), los modos de vibración más altos pueden tener períodos que coincidan más con el período de los componentes no estructurales. Para este caso, se recomienda considerar la amplificación utilizando períodos de modo más altos en lugar del período fundamental más alto. El enfoque puede generalizarse calculando los espectros de respuesta del piso para varios niveles que reflejan las características dinámicas de la estructura de soporte para determinar cómo variará la amplificación en función del período del componente. Para considerar adecuadamente esta amplificación dinámica, se deben conocer las características vibratorias del edificio y del componente. Las características del edificio normalmente se determinan a partir de un modelo estructural del edificio. Las características vibratorias de los componentes no estructurales pueden determinarse mediante cálculo o mediante ensayo. Cabe señalar que muchos tipos de componentes no estructurales, como equipos mecánicos y eléctricos, tienen múltiples modos de vibración. El enfoque de los espectros de respuesta del piso puede no ser aplicable a los componentes no estructurales que no se pueden caracterizar por tener un modo predominante de vibración.

C13.3.1.4.2 Espectros de respuesta de piso alternativo. El cálculo de los espectros de respuesta del suelo puede ser complejo, ya que requiere un análisis del historial de respuestas. En Kehoe y Hachem (2003) se presentó un método alternativo para calcular el historial de respuesta del suelo. El procedimiento descrito se basa en un método para calcular los espectros de respuesta del piso desarrollado inicialmente para el manual Tri-Service del Ejército de EE. UU. (1986). El documento al que se hace referencia compara los espectros de respuesta de piso alternativos con los espectros de respuesta de piso generados para tres edificios de ejemplo utilizando registros de movimiento del suelo de varios terremotos de California.

FIGURA C13.3-3 Espectro de respuesta de piso aproximado Fuente: Kehoe y Hachem (2003); reproducido con permiso del Applied Technology Council.

Este método considera la contribución de la amplificación dinámica a la respuesta del componente no estructural con base en los primeros tres modos de vibración de la estructura al calcular un espectro de respuesta del piso. Es importante notar que el uso de este procedimiento requiere que se conozcan las propiedades dinámicas tanto del edificio como de los componentes no estructurales. Se aplica un factor de amplificación dinámica a cada uno de los valores de aceleración de piso modal para cada uno de los primeros tres modos de vibración, que se calcula en base a los procedimientos de análisis de espectro de respuesta dinámica lineal como se describe en la Sección 12.9. El factor de amplificación dinámica se aproxima en función de la relación entre el período componente y el período de vibración de un modo de vibración del edificio.

La magnitud de la amplificación puede variar según el movimiento del suelo y las características dinámicas del edificio. Se ha supuesto una amplificación máxima de 5 para los casos en los que la relación entre el período del componente y el período de construcción está entre 0,8 y 1,2 utilizando un 5 % de amortiguamiento para el componente no estructural según la revisión de los resultados de estudios anteriores (Kehoe y Hachem 2003). Cuando la relación entre el período del componente y el período de construcción es inferior a 0,5 o superior a 2,0, no hay amplificación dinámica (Bachman et al. 1993).

El método permite calcular los espectros de respuesta del suelo en cada dirección en cada nivel de piso del edificio utilizando las formas modales y los factores de participación modal para amplificar el movimiento del suelo en cada nivel de piso. El método considera la respuesta de construcción lineal. En la figura C13.3-3 se muestra un ejemplo de un espectro de respuesta de piso. Como se muestra en esta figura, el espectro de respuesta del piso se toma como la aceleración máxima en cada período componente de cada uno de los tres primeros modos del edificio en cada dirección ortogonal. El espectro de respuesta del piso se puede usar como base para determinar la fuerza horizontal de diseño para el componente no estructural al multiplicar la aceleración por el peso del componente y el factor de importancia y dividir por el factor de respuesta,  $R_p$ .

C13.3.2 Desplazamientos sísmicos relativos. Las ecuaciones de esta sección se utilizan en el diseño de revestimientos, escaleras, ventanas, sistemas de tuberías, componentes de rociadores y otros componentes conectados a una estructura en múltiples niveles o a múltiples estructuras. Se dan dos ecuaciones para cada situación.

ecuaciones (13.3-7) y (13.3-9) producen desplazamientos estructurales determinados por análisis elástico, no reducidos por el factor de modificación de la respuesta estructural ( $R$ ). Debido a que los desplazamientos reales pueden no conocerse cuando se diseña o adquiere un componente, las Ecs. (13.3-8) y (13.3-10) proporcionan desplazamientos de límite superior basados en límites de deriva estructural. El uso de ecuaciones de límite superior puede facilitar el diseño oportuno y la adquisición de componentes, pero también puede resultar en un costoso conservadurismo adicional.

El valor de los desplazamientos relativos sísmicos se toma como el desplazamiento calculado,  $D_p$ , por el Factor de Importancia, es decir, porque el desplazamiento elástico calculado de acuerdo con la Ec. (12.8-15) para establecer  $\dot{y}_x$  (y por lo tanto  $D_p$ ) se ajusta para le de acuerdo con la filosofía de la demanda de desplazamiento de la estructura. Para el diseño de componentes, el desplazamiento elástico no reducido es apropiado.

La norma no proporciona criterios de aceptación explícitos para los efectos de los desplazamientos relativos sísmicos, excepto para el acristalamiento. El daño a los componentes no estructurales causado por el desplazamiento relativo es aceptable, siempre que se logren los objetivos de desempeño definidos en otras partes del capítulo.

El diseño de algunos componentes no estructurales que se extienden verticalmente en la estructura puede ser complicado cuando los soportes para el elemento no ocurren en los diafragmas horizontales. El lenguaje en la Sección 13.3.2 se modificó previamente para aclarar que la deriva de la historia debe acomodarse en los elementos que realmente distorsionan. Por ejemplo, un sistema de vidriado soportado por antepechos de concreto prefabricado debe diseñarse para adaptarse a la galería de piso completo, aunque la altura del sistema de vidriado sea solo una fracción de la altura de piso a piso. Esta condición surge porque los antepechos prefabricados se comportan como cuerpos rígidos en relación con el sistema de acristalamiento y, por lo tanto, toda la deriva debe acomodarse mediante el anclaje del acristalamiento, la unión entre el antepecho prefabricado y el acristalamiento, o alguna combinación de los dos.

C13.3.2.1 Desplazamientos dentro de Estructuras. Los desplazamientos relativos sísmicos pueden someter componentes o sistemas a tensiones inaceptables. También se debe considerar el potencial de interacción resultante de los desplazamientos de los componentes (en particular para los sistemas distribuidos) y los efectos de impacto resultantes (consulte la Sección 13.2.3).

Estas interrelaciones pueden regir los requisitos de espacio libre entre los componentes o entre los componentes y la estructura circundante. Cuando no se pueda proporcionar suficiente espacio libre, se debe considerar la ductilidad y la resistencia de los componentes y los soportes y accesorios asociados para soportar el impacto potencial.

Cuando los componentes no estructurales se apoyan entre niveles estructurales, en lugar de en los niveles estructurales, como ocurre con frecuencia en los sistemas de vidriado, tabiques, escaleras, revestimientos y sistemas mecánicos y eléctricos distribuidos, la altura sobre la que se debe acomodar la demanda de desplazamiento,  $D_p$ , puede ser menor que la altura del piso,  $h_x$ , y debe considerarse cuidadosamente. Por ejemplo, considere el sistema de acristalamiento soportado por vigas rígidas de hormigón prefabricado que se muestra en la figura C13.3-4. El sistema de vidriado puede estar sujeto a la deriva de piso completo,  $D_p$ , aunque su altura ( $h_x \dot{y}_x$ ) es solo una fracción de la altura del piso. La deriva de diseño debe acomodarse mediante el anclaje de la unidad de acristalamiento, la unión entre el timpano prefabricado y la unidad de acristalamiento, o alguna combinación de ambos. Surgen demandas de desplazamiento similares cuando las tuberías, los conductos o los conductos que están arriostrados en el piso o el techo están conectados a la parte superior de un componente alto, rígido y montado en el piso.

Para los componentes dúctiles, como las tuberías de acero fabricadas con conexiones soldadas, los desplazamientos sísmicos relativos entre los puntos de apoyo pueden ser más significativos que las fuerzas de inercia. Las tuberías dúctiles pueden acomodar desplazamientos relativos por fluencia local con acumulaciones de deformación muy por debajo de los niveles de falla. Sin embargo, para los componentes fabricados con materiales menos dúctiles, donde se debe evitar la fluencia local para evitar consecuencias de fallas inaceptables, los desplazamientos relativos se deben acomodar mediante conexiones flexibles.

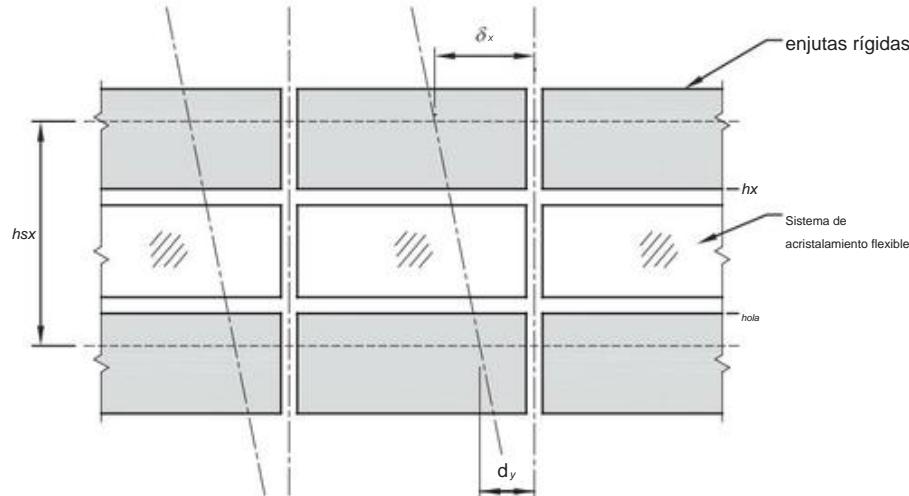


FIGURA C13.3-4 Desplazamientos sobre menos de la altura del piso

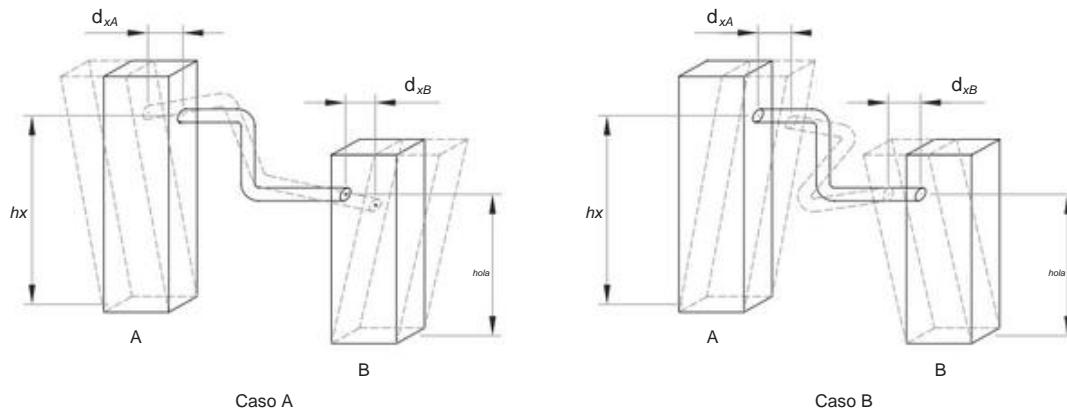


FIGURA C13.3-5 Desplazamientos entre Estructuras

C13.3.2.2 Desplazamientos entre Estructuras. Un componente o sistema conectado a dos estructuras debe admitir movimientos horizontales en cualquier dirección, como se ilustra en la figura C13.3-5.

C13.3.3 Período del Componente. El período del componente se utiliza para clasificar los componentes como rígidos ( $T \leq 0,06$  s) o flexibles ( $T > 0,06$  s). La determinación del período fundamental de un componente arquitectónico, mecánico o eléctrico mediante métodos analíticos o de prueba suele ser difícil y, si no se realiza correctamente, puede arrojar resultados incorrectos. En el caso de equipos mecánicos y eléctricos, la flexibilidad de los soportes y accesorios de los componentes generalmente domina la respuesta del componente y el período del componente fundamental, y las determinaciones analíticas del período del componente deben considerar esas fuentes de flexibilidad.

Cuando se utilizan pruebas, el modo dominante de vibración de interés para la evaluación sísmica debe ser excitado y capturado por la configuración de prueba. El modo dominante de vibración para este tipo de componentes generalmente no se puede adquirir a través de pruebas in situ que miden solo vibraciones ambientales. Para excitar el modo de vibración con el período fundamental más alto mediante pruebas in situ, es posible que se requieran niveles de movimiento de entrada relativamente significativos para activar la flexibilidad de la base y el accesorio. Se puede utilizar un procedimiento de búsqueda de frecuencia resonante, como el que se proporciona en los criterios de aceptación de ICC-ES (AC156 2010), para identificar los modos dominantes de vibración de un componente.

Muchos componentes mecánicos tienen períodos fundamentales inferiores a 0,06 s y pueden considerarse rígidos. Los ejemplos incluyen bombas horizontales, generadores de motor, generadores de motor, compresores de aire y sopladores centrífugos accionados por motor. Otros tipos de equipos mecánicos, aunque relativamente rígidos, tienen períodos fundamentales (hasta alrededor de 0,13 s) que no permiten la clasificación automática como rígidos. Los ejemplos incluyen ventiladores axiales de paletas y de transmisión por correa, calentadores, controladores de aire, enfriadores, calderas, intercambiadores de calor, filtros y evaporadores. Cuando dicho equipo se monta sobre aisladores de vibración, el período fundamental aumenta sustancialmente.

Los gabinetes de equipos eléctricos pueden tener períodos fundamentales que oscilan entre 0,06 y 0,3 s, según el peso soportado y su distribución, la rigidez del conjunto del gabinete, la flexibilidad de la base del gabinete y la ruta de carga a través de los puntos de fijación. Los centros de control de motores altos y angostos y los tableros de interruptores se encuentran en el extremo superior de este rango de período. Las aparmientos de baja y media tensión, los transformadores, los cargadores de baterías, los inversores, los gabinetes de instrumentación y los racks de instrumentación suelen tener períodos fundamentales que oscilan entre 0,1 y 0,2 s.

Los bastidores de baterías arriostrados, los paneles de control verticales rígidos, los tableros de banco, los gabinetes eléctricos con arriostramiento superior y los tableros de distribución montados en la pared generalmente tienen períodos fundamentales que oscilan entre 0,06 y 0,1 s.

#### C13.4 ANCLAJE DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

A menos que estén exentos en la Sección 13.1.4 o 13.6.9, los componentes deben estar anclados a la estructura y todos los soportes y accesorios requeridos deben estar detallados en los documentos de construcción. Para

satisfacer el requisito de ruta de carga de esta sección, se debe comunicar la información detallada descrita en la Sección C13.2.7

durante la fase de diseño al profesional de diseño registrado responsable del diseño de la estructura de soporte. La ruta de carga incluye losas y bordillos de mantenimiento, que deben reforzarse adecuadamente y sujetarse positivamente a la estructura de soporte. Debido a que la magnitud exacta y la ubicación de las cargas impuestas sobre la estructura pueden no conocerse hasta que se ordenen los componentes no estructurales, el diseño inicial de los elementos estructurales de soporte debe basarse en suposiciones conservadoras. El diseño de los elementos estructurales de soporte debe ser verificado una vez establecida la magnitud final y ubicación de las cargas de diseño. La excepción limitada para los paneles solares de techo con balasto que cumplen con los requisitos de la Sección 13.6.12 está destinada a adaptarse al uso cada vez mayor de dichos conjuntos en sistemas de techo donde la unión positiva es difícil.

Los documentos de diseño deben proporcionar detalles con información suficiente para que se pueda verificar el cumplimiento de estas disposiciones. Deben anotarse parámetros como  $ap$ ,  $Rp$ ,  $Ip$ ,  $SDS$  y  $Wp$ . Los detalles de fijación pueden incluir, según corresponda, las dimensiones y las propiedades del material de conexión, los tamaños de soldadura, los tamaños de los pernos y los tipos de materiales para las conexiones de acero con acero, los tipos de anclaje postinstalados, los diámetros, los empotramientos, los requisitos de instalación, los diámetros de los tornillos para láminas de metal y los espesores de material de las partes conectadas, tipos de sujetadores de madera y requisitos mínimos para la gravedad específica de los materiales base.

Las fuerzas sísmicas de diseño se determinan utilizando las disposiciones de la Sección 13.3.1. Se deben consultar los estándares de referencia específicos para ajustes adicionales a las cargas o resistencias. Consulte, por ejemplo, las disposiciones de diseño de anclajes de ACI 318, Capítulo 17, para conocer las disposiciones específicas relacionadas con el diseño sísmico de anclajes en concreto. Los componentes no anclados a menudo se balancean o deslizan cuando están sujetos a movimientos sísmicos. Debido a que este comportamiento puede tener consecuencias graves, es difícil de predecir y se ve agravado por los movimientos verticales del suelo, se debe proporcionar una restricción positiva para cada componente.

El peso sísmico efectivo utilizado en el diseño del sistema resistente a fuerzas sísmicas debe incluir el peso de los componentes soportados. Para satisfacer los requisitos de trayectoria de carga de esta sección, también se debe considerar la demanda de componentes localizados. Esta satisfacción se puede lograr verificando la capacidad del primer elemento estructural en la trayectoria de la carga (por ejemplo, una viga de piso directamente debajo de un componente) para cargas muertas, vivas, operativas y sísmicas combinadas, usando las cargas horizontales y verticales de la Sección 13.3.1 para la demanda sísmica, y repetir este procedimiento para cada elemento estructural o conexión en la trayectoria de la carga hasta que el caso de carga, incluidas las cargas horizontales y verticales de la Sección 13.3.1, ya no gobierna el diseño del elemento. La ruta de carga incluye losas y bordillos de mantenimiento, que deben reforzarse adecuadamente y sujetarse positivamente a la estructura de soporte.

Debido a que la magnitud exacta y la ubicación de las cargas impuestas sobre la estructura pueden no conocerse hasta que se ordenen los componentes no estructurales, el diseño inicial de los elementos estructurales de soporte debe basarse en suposiciones conservadoras. Es posible que sea necesario verificar el diseño de los elementos estructurales de soporte una vez que se hayan establecido la magnitud final y la ubicación de las cargas de diseño.

Las pruebas han demostrado que existen variaciones constantes de ductilidad de corte entre los pernos instalados en placas perforadas o perforadas

con tuercas y conexiones mediante pernos de seguridad soldados. La necesidad de reducciones en las cargas admisibles para tipos de anclaje particulares para tener en cuenta la pérdida de rigidez y resistencia puede determinarse mediante pruebas dinámicas apropiadas. Si bien en la actualidad no se dispone de recomendaciones de diseño integrales, este problema debe tenerse en cuenta para las conexiones críticas sujetas a cargas dinámicas o sísmicas.

**C13.4.1 Fuerza de diseño en el accesorio.** Las ediciones anteriores de ASCE/SEI 7 incluían disposiciones para la amplificación de fuerzas para diseñar el anclaje del componente. Estas disposiciones estaban destinadas a garantizar que el anclaje (a) respondería a la sobrecarga de manera dúctil o (b) se diseñaría de modo que el anclaje no fuera el eslabón más débil en la trayectoria de la carga.

Debido a las dificultades asociadas con la aplicación de las disposiciones de anclaje de la Sección 13.4 junto con las disposiciones de anclaje de otras normas de referencia, las disposiciones de anclaje de ASCE/SEI 7-10 se simplifican sustancialmente.

Se eliminaron los ajustes en el valor de  $Rp$  utilizado para el cálculo del anclaje, con la excepción del límite superior de  $Rp$  de 6, que está diseñado principalmente para abordar el anclaje de los sistemas de tuberías dúctiles a los que se asignan valores de  $Rp$  más altos. Estos factores de modificación de respuesta de componentes más altos reflejan la ductilidad inherente y la sobrerresistencia de la tubería dúctil, pero pueden dar como resultado una predicción insuficiente de las fuerzas en el anclaje.

**C13.4.2 Anclajes en Concreto o Mampostería.** La capacidad de diseño para anclajes en concreto debe determinarse de acuerdo con

ACI 318, Capítulo 17. La capacidad de diseño para anclajes en mampostería se determina de acuerdo con TMS 402. Los anclajes deben diseñado para tener un comportamiento dúctil o para proporcionar un grado específico de exceso de resistencia. Dependiendo de las especificaciones de la condición de diseño, el diseño dúctil de anclajes en concreto puede satisfacer uno o más de los siguientes objetivos:

1. Adecuada redistribución de carga entre anclajes en un grupo; 2. Tolerancia para sobrecarga de anclaje sin falla por fragilidad; o 3. Disipación de energía.

Lograr un comportamiento deformable y de absorción de energía en el propio ancla suele ser difícil. A menos que el diseño aborde específicamente las condiciones que influyen en la respuesta histerética deseable (p. ej., longitud calibrada adecuada, espaciado de los anclajes, distancia al borde y propiedades del acero), no se puede confiar en los anclajes para la disipación de energía. Las reglas geométricas simples, como las restricciones en la relación entre la longitud y la profundidad del empotramiento del anclaje, pueden no ser adecuadas para producir un comportamiento dúctil confiable. Por ejemplo, un solo anclaje con suficiente empotramiento para forzar la falla por tensión dúctil en el cuerpo de acero del perno de anclaje aún puede experimentar fractura de concreto (un modo de falla no dúctil) si la distancia al borde es pequeña, el anclaje se coloca en un grupo de tensión- anclas cargadas con espaciado reducido, o el ancla se carga en cortante en lugar de tensión. En el caso común donde los anclajes están sujetos principalmente a cortante, la respuesta gobernada por el elemento de acero puede ser no dúctil si la deformación del anclaje está restringida por elementos rígidos a ambos lados de la junta. Se recomienda diseñar el accesorio de modo que su respuesta esté gobernada por un enlace deformable en la trayectoria de la carga hacia el anclaje. Este enfoque proporciona ductilidad y sobrerresistencia en la conexión mientras protege el anclaje de la sobrecarga. Solo se debe confiar en los pernos dúctiles como el mecanismo dúctil primario de un sistema si los pernos están diseñados para tener una longitud de calibre adecuada (usando la longitud deformada no adherida del perno) para acomodar los desplazamientos no lineales anticipados del sistema en el terremoto de diseño.

Se puede encontrar orientación para determinar la longitud de referencia en la Parte 3 de las disposiciones del NEHRP de 2009.

Los anclajes que se usan para soportar torres, mástiles y equipos suelen tener tuercas dobles para nivelarlos durante la instalación.

Cuando se especifica lechada para placa base en anclajes con tuercas dobles, no se debe confiar en que soporte cargas porque puede encogerse y agrietarse o puede omitirse por completo. El diseño debe incluir las correspondientes cargas de tracción, compresión, cortante y flexión.

Los anclajes postinstalados en concreto y mampostería deben estar calificados para cargas sísmicas a través de pruebas apropiadas. Las pruebas de requisitos para anclajes de expansión y socavados en concreto se proporcionan en ACI 355.2-07, Calificación de anclajes mecánicos posinstalados en concreto y comentario (2007). Los procedimientos de prueba y evaluación basados en el estándar ACI que abordan los anclajes de expansión, socavados, atornillados y adhesivos se incorporan en los criterios de aceptación de ICC-ES. AC193, Criterios de aceptación para anclajes mecánicos en elementos de concreto (2012c), y AC308, Criterios de aceptación para anclajes adhesivos instalados posteriormente en elementos de concreto (2012d), consulte ACI 355.4-11, Calificación de anclajes adhesivos instalados posteriormente en concreto y comentario (2011c). Estos criterios, que incluyen disposiciones específicas para anclajes de tornillo y anclajes adhesivos, también hacen referencia a las normas de calificación de ACI para anclajes. Para anclajes postinstalados en mampostería, los procedimientos de precalificación sísmica se encuentran en ICC-ES AC01, Criterios de aceptación para anclajes de expansión en elementos de mampostería (2012b), AC58, Criterios de aceptación para anclajes adhesivos en elementos de mampostería (2012a), y AC106, Criterios de aceptación para Sujetadores pretaladrados (anclajes de tornillo) en mampostería (2012e).

Otras referencias a adhesivos (como en la Sección 13.5.7.2) no se aplican a anclajes adhesivos sino a placas de acero y otros elementos estructurales adheridos o pegados a la superficie de otro componente estructural con adhesivo; tales conexiones son generalmente no dúctiles.

**C13.4.3 Condiciones de instalación.** Las fuerzas de palanca en los anclajes, que resultan de la falta de rigidez rotacional en la parte conectada, pueden ser críticas para el diseño del anclaje y deben considerarse explícitamente.

Para las configuraciones de anclaje que no proporcionan un mecanismo directo para transferir las cargas de compresión (por ejemplo, una placa base que no se apoya directamente sobre una losa o plataforma sino que se apoya sobre una varilla roscada), el diseño para volcamiento debe reflejar la rigidez real de placas base, equipos, carcásas y otros elementos en la trayectoria de la carga al calcular la ubicación del centroide de compresión y la distribución de las cargas de levantamiento en los anclajes.

**C13.4.4 Archivos adjuntos múltiples.** Aunque la norma no prohíbe el uso de conexiones de un solo anclaje, es una buena práctica usar al menos dos anclajes en cualquier conexión de carga cuya falla pueda provocar el colapso, el colapso parcial o la interrupción de una ruta de carga crítica.

**C13.4.5 Sujetadores accionados por energía.** Restricciones en el uso de sujetadores accionados por energía se basan en observaciones de fallas de tramos de tubería de rociadores en el terremoto de Northridge de 1994. Aunque no está claro en el expediente en qué medida ocurrieron las fallas debido a una instalación deficiente, deficiencia del producto, sobrecarga o daños consecuentes, la capacidad de los sujetadores accionados por energía en concreto a menudo varía más que la de los anclajes perforados instalados posteriormente. El empotramiento poco profundo, el diámetro pequeño y el mecanismo de fricción de estos sujetadores los hacen particularmente susceptibles a los efectos del agrietamiento del concreto.

La idoneidad de los sujetadores accionados por energía para resistir la tensión en el concreto debe demostrarse mediante pruebas sísmicas simuladas en concreto fisiurado.

Cuando se instalan correctamente en acero, los sujetadores accionados por energía generalmente exhiben un rendimiento cíclico confiable. Sin embargo, ellos

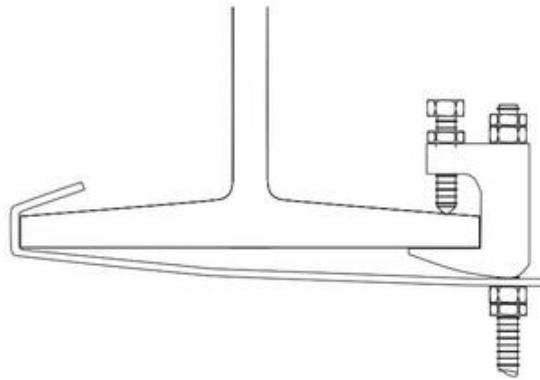


FIGURA C13.4-1 Abrazadera para viga tipo C equipada con una correa de sujeción

no debe utilizarse individualmente para soportar elementos suspendidos. Cuando se utilicen para unir revestimientos y plataformas de metal, las pruebas de subensamblaje se pueden usar para establecer las capacidades de diseño porque la interacción entre la plataforma, el bastidor auxiliar y el sujetador solo se puede estimar de forma aproximada mediante los métodos de análisis disponibles en la actualidad.

La excepción permite el uso de sujetadores accionados por energía para aplicaciones específicas de servicio liviano con límites superiores en la carga que se puede resistir en estos casos. Todos los sujetadores deben tener la capacidad adecuada para las cargas calculadas, incluidas las fuerzas de palanca.

La excepción permite el uso continuado de sujetadores accionados eléctricamente en concreto para el soporte vertical de losetas acústicas suspendidas o techos de paneles colocados y para otros sistemas de distribución de luz, como conductos de diámetro pequeño sujetos a la superficie de concreto con abrazaderas en C. La experiencia indica que estas aplicaciones han funcionado satisfactoriamente debido al alto grado de redundancia y carga ligera. Aparte de los techos, los sistemas colgados no deben incluirse en esta excepción debido a la posibilidad de que se doblen los sujetadores.

La excepción para los sujetadores de accionamiento eléctrico en acero proporciona un límite conservador de carga. Actualmente, no existe ningún procedimiento aceptado para la calificación de sujetadores accionados por potencia para resistir cargas sísmicas.

**C13.4.6 Clips de fricción.** El término abrazadera de fricción se define en la Sección 11.2 de manera general para abarcar abrazaderas de viga tipo C, así como conexiones de canal (puntal) de metal conformado en frío. Los clips de fricción son adecuados para resistir fuerzas sísmicas siempre que estén diseñados e instalados correctamente, pero bajo ninguna circunstancia se debe confiar en ellos para resistir cargas de gravedad sostenidas. Las abrazaderas tipo C deben estar provistas de correas de sujeción, como se muestra en la Fig. C13.4-1.

## C13.5 COMPONENTES ARQUITECTÓNICOS

Para las estructuras en las Categorías de riesgo I a III, los requisitos de la Sección 13.5 están destinados a reducir los daños a la propiedad y los peligros para la seguridad de la vida que plantean los componentes arquitectónicos y que son causados por la pérdida de estabilidad o integridad. Cuando se someten a movimientos sísmicos, los componentes pueden representar un riesgo de caída directa para los ocupantes del edificio o para las personas que se encuentran fuera del edificio (como en el caso de parapetos, revestimiento exterior y acristalamiento). La falla o el desplazamiento de los componentes interiores (tales como tabiques y sistemas de techo en las salidas y escaleras) pueden bloquear la salida.

Para las estructuras en la Categoría de riesgo IV, también se debe considerar la interrupción potencial de la función esencial causada por la falla de un componente.

Las fallas de los componentes arquitectónicos en los terremotos pueden ser causadas por un diseño o construcción defectuosa del componente,

interrelación con otro componente que falla, interacción con la estructura, o unión o anclaje inadecuado. Para los componentes arquitectónicos, la unión y el anclaje suelen ser las preocupaciones más críticas relacionadas con su desempeño sísmico.

Las preocupaciones sobre la pérdida de función se asocian con mayor frecuencia a los componentes mecánicos y eléctricos. Los daños arquitectónicos, a menos que sean graves, se pueden acomodar temporalmente. Los daños arquitectónicos graves suelen ir acompañados de daños estructurales significativos.

**C13.5.1 Generalidades.** No se requiere que los componentes arquitectónicos suspendidos satisfagan los requisitos de fuerza y desplazamiento del Capítulo 13, donde se cumplen los requisitos prescriptivos. Los requisitos se relajaron en la edición de 2005 de la norma para reflejar mejor las consecuencias del comportamiento esperado. Por ejemplo, el impacto de un adorno arquitectónico suspendido con un conducto de lámina de metal solo puede abollar el conducto sin causar un peligro creíble (suponiendo que el adorno permanezca intacto).

La referencia a la Sección 13.2.3 le permite al diseñador considerar tales consecuencias al establecer el enfoque de diseño.

Los componentes no estructurales sostenidos por cadenas o suspendidos de la estructura están exentos de los requisitos de arrastre lateral, siempre que estén diseñados para no infligir daño a sí mismos ni a ningún otro componente cuando estén sujetos a movimiento sísmico. Sin embargo, para la edición de 2005, se determinó que se necesitaban aclaraciones sobre el tipo de componentes no estructurales permitidos por estas excepciones y las consecuencias aceptables de la interacción entre componentes. En ASCE 7-02, ciertos componentes no estructurales que podrían representar un peligro de incendio después de un terremoto quedaron exentos de cumplir con los requisitos de la Sección 9.6.1. Por ejemplo, los calentadores de espacio a gas presentan claramente un riesgo de incendio después de un terremoto, pero se les permitió estar exentos de los requisitos de la Sección 9.6.1 de ASCE 7-02. El peligro de incendio después del evento sísmico debe recibir el mismo nivel de consideración que el peligro de falla estructural al considerar los componentes que estarán cubiertos por esta excepción. Además, el lenguaje ASCE 7-02 a veces era demasiado restrictivo porque no distinguía entre interacciones sísmicas creíbles e interacciones incidentales. En ASCE 7-02, si un accesorio de iluminación suspendido pudiera golpear y abollar un conducto de lámina de metal, tendría que ser reforzado, aunque el impacto no crea un peligro creíble. La nueva referencia en la Sección 13.2.3 de ASCE 7-05 permitió al diseñador considerar si es probable que ocurran fallas del componente y/o de los componentes adyacentes si se hace contacto. Estas disposiciones se llevaron a ASCE 7-10.

**C13.5.2 Fuerzas y desplazamientos.** Las particiones y el vidriado interior y exterior deben adaptarse a la deriva del piso sin fallas que causen un peligro para la seguridad de la vida. Se debe utilizar el juicio de diseño para evaluar los peligros potenciales para la seguridad de la vida y la probabilidad de daños que pongan en peligro la vida. Es poco probable que los detalles especiales para adaptarse a la deriva para paneles de yeso típicos o particiones desmontables sean rentables, y el daño a estos componentes representa un riesgo bajo para la seguridad de la vida. El daño en estas particiones ocurre a niveles bajos de deriva, pero su reparación es económica.

Si deben permanecer intactos después de un fuerte movimiento del suelo, los cerramientos no estructurales resistentes al fuego y las particiones resistentes al fuego requieren detalles especiales que proporcionen aislamiento de la estructura adyacente o envolvente para una deformación equivalente a la deriva calculada (desplazamiento relativo). Se permite el movimiento diferencial en el plano entre la estructura y la pared. Debe preverse la restricción fuera del plano. Estos requisitos son particularmente importantes en estructuras de pórticos resistentes a momento de acero o de hormigón, que experimentan grandes desviaciones. Es menos probable que el problema se encuentre en estructuras rígidas, como las que tienen muros de corte.

El movimiento vertical diferencial entre voladizos horizontales en pisos adyacentes (como losas de piso en voladizo) ha ocurrido en terremotos pasados. La posibilidad de tales efectos debe ser considerada en el diseño de muros exteriores.

#### C13.5.3 Elementos de muro exterior no estructural y

**Conexiones.** Los paneles de muros no portantes que se unen a la estructura y la encierran deben estar diseñados para resistir las fuerzas sísmicas (inerciales), las fuerzas del viento y las fuerzas de la gravedad, y para adaptarse a los movimientos de la estructura resultantes de las fuerzas laterales y los cambios de temperatura. Las conexiones deben permitir los movimientos de los paneles de pared causados por cambios térmicos y de humedad y deben diseñarse para evitar la pérdida de capacidad de carga en caso de una fluencia significativa. Donde gobiernan las cargas de viento, la práctica común es diseñar conectores y paneles para permitir no menos de dos veces la deriva del piso causada por las cargas de viento determinadas, utilizando un período de retorno apropiado para la ubicación del sitio.

El diseño para adaptarse a los desplazamientos relativos sísmicos a menudo presenta un desafío mayor que el diseño para la resistencia. Los desniveles del piso pueden ascender a 2 pulg. (50 mm) o más. Las separaciones entre los paneles adyacentes están destinadas a limitar el contacto y la desalineación o daño resultante del panel bajo cualquier respuesta del edificio excepto extrema. La Sección 13.5.3, artículo 1, exige una separación mínima de 1/2 pulg. (13 mm). Para detalles prácticos de juntas y una apariencia aceptable, las separaciones generalmente se limitan a aproximadamente 3/4 pulg. (19 mm). Se deben considerar las tolerancias de fabricación y construcción para los elementos de pared y la estructura de soporte al establecer las dimensiones de las juntas de diseño y los detalles de conexión.

Los elementos de revestimiento, que a menudo son rígidos en el plano, deben aislar para que no restrinjan ni se carguen por la deriva de la estructura de soporte. Las conexiones ranuradas pueden proporcionar aislamiento, pero las conexiones con varillas largas que se flexionan logran el comportamiento deseado sin necesidad de una instalación precisa. Dichas varillas deben diseñarse para resistir la tensión y la compresión además de los esfuerzos de flexión inducidos y la falla por fatiga frágil y de bajo ciclo.

Los paneles de pared de piso completo por lo general se unen rígidamente y se mueven con la estructura del piso más cercana a la parte inferior del panel y están aislados en las uniones superiores. Los paneles también se pueden apoyar verticalmente en las conexiones superiores con conexiones de aislamiento en la parte inferior. Una ventaja de esta configuración es que es menos probable que la falla de una conexión de aislamiento resulte en un desprendimiento completo del panel porque tiende a girar hacia la estructura en lugar de alejarse de ella.

Para minimizar los efectos de los movimientos térmicos y la contracción en los paneles de revestimiento arquitectónico, los sistemas de conexión generalmente se detallan para que sean estáticamente determinados. Debido a que los sistemas de soporte resultantes a menudo carecen de redundancia, lo que exacerba las consecuencias de una sola falla en la conexión, los sujetadores deben diseñarse para fuerzas amplificadas y los miembros de conexión deben ser dúctiles. La intención es mantener un comportamiento inelástico en los elementos de conexión mientras que los sujetadores más frágiles permanecen esencialmente elásticos. Para lograr este propósito, los valores tabulados de  $ap$ ,  $Rp$  y  $\gamma_0$  producen fuerzas de diseño de sujetadores que son aproximadamente tres veces mayores que las de los miembros de conexión.

Los muros cortina de deformabilidad limitada, como los sistemas de aluminio, son generalmente livianos y pueden sufrir grandes deformaciones sin separarse de la estructura. Sin embargo, se debe tener cuidado en el diseño de estos elementos para que los componentes de baja deformabilidad (como se define en la Sección 11.2) que pueden ser parte del sistema, como los paneles de vidriado, estén detallados para acomodar las deformaciones esperadas sin fallar.

En la Tabla 13.5-1, las carillas se clasifican como elementos de deformabilidad limitada o baja. Las chapas con deformabilidad limitada, como el revestimiento de vinilo, presentan poco riesgo. Las chapas con baja deformabilidad, como el ladrillo y la cerámica, son muy sensibles a la

rendimiento del sustrato de soporte. Una distorsión significativa del sustrato da como resultado daños en el revestimiento, lo que posiblemente incluya la separación de la estructura. El riesgo resultante depende del tamaño y el peso de los fragmentos que puedan desprenderse y de la altura desde la que caerían los fragmentos. El desprendimiento de grandes porciones de la carilla puede representar un riesgo significativo para la vida. Dicho daño se puede reducir aislando el revestimiento de los desplazamientos de la estructura de soporte. Para estructuras con sistemas flexibles resistentes a fuerzas laterales, tales como pórticos resistentes a momentos y pórticos arriostrados con restricción de pandeo, se deben aplicar a los revestimientos los enfoques utilizados para diseñar paneles de muros no portantes para adaptarse a la deriva de los pisos.

Los límites en las relaciones de longitud a diámetro son necesarios para garantizar el rendimiento adecuado de la conexión. Recientes pruebas de mesa vibratoria de construcción a gran escala realizadas en la Universidad de California, San Diego, demostraron que las conexiones deslizantes funcionan bien cuando la varilla es corta. Las varillas más largas en las conexiones deslizantes se atascan si hay una flexión y rotación significativas en la varilla, lo que puede provocar una falla por fragilidad. Para varillas que se adaptan a la deriva por flexión, las varillas más largas reducen las demandas de flexión inelástica y brindan un mejor rendimiento. Dado que las varillas de anclaje utilizadas para deslizamiento y flexión pueden sufrir una acción inelástica, el uso de acero de alta resistencia y ductilidad, incluido el uso de postes de compresión, no se

aplican directamente a estos sistemas principalmente debido a su comportamiento como diafragma continuo y mayor masa. . Como tales, requieren más atención al diseño y los detalles, en particular para la fijación de los cables de suspensión a la estructura y los soportes principales, la fijación de los canales de enrasado transversal a los soportes principales y la fijación de los listones a los canales de enrasado transversal . También se debe prestar atención a la fijación de lámparas y difusores a la estructura del techo. El arriostramiento debe considerar tanto el movimiento horizontal como el vertical del techo, así como las discontinuidades y las compensaciones. El diseño sísmico y los detalles de los techos de listones y yeso deben utilizar métodos de ingeniería racionales para transferir las fuerzas del diseño sísmico del techo a los elementos estructurales del edificio.

La referencia a  $D_p$  se ha cambiado a  $D_{pl}$  para reflejar la consideración del factor de importancia del terremoto en las demandas de deriva. Las conexiones deben incluir un medio para adaptarse a la tolerancia de montaje para que se mantenga la capacidad de conexión requerida.

**C13.5.4 Vidrio.** El vidrio se asegura comúnmente al marco del sistema de ventanas mediante un bolsillo de acristalamiento integrado en el marco. Esto se conoce comúnmente como un sistema de ventana de vidrio seco o capturado mecánicamente. El vidrio también se puede asegurar al marco del sistema de ventanas con un sellador de silicona estructural. Esto se conoce comúnmente como un sistema de ventana con vidriado húmedo. Las cargas impuestas se transfieren del vidrio al marco del sistema de ventanas a través de la unión adhesiva del sellador de silicona estructural. La guía estándar ASTM C1401 para acristalamiento de sellador estructural (2014b) brinda orientación y estándares de referencia para la fabricación, prueba, diseño e instalación de sellador de silicona estructural. Esta norma aborda el acristalamiento inclinado hasta un máximo de 15° desde la vertical. Para pendientes de acristalamiento superiores a 15°, se aplican requisitos adicionales del código general de construcción relacionados con acristalamiento inclinado y tragaluces.

**C13.5.5 Flexión fuera del plano.** Se deben considerar los efectos de la aplicación fuera del plano de fuerzas sísmicas (definidas en la Sección 13.3.1) en muros no estructurales, incluidas las deformaciones resultantes. Cuando se utilizan materiales débiles o quebradizos, los límites de deflexión convencionales se expresan como una proporción de la luz. La intención es evitar la falla fuera del plano de materiales pesados (como ladrillos o bloques) o acabados aplicados (como piedra o baldosas).

**C13.5.6 Techos suspendidos.** Los sistemas de techo suspendido se fabrican utilizando una amplia gama de materiales de construcción con diferentes

características. Algunos sistemas (como paneles de yeso, atornillados o clavados a elementos suspendidos) son bastante homogéneos y deben diseñarse como conjuntos de diafragma de estructura liviana, utilizando las fuerzas de la Sección 13.3 y las disposiciones aplicables de diseño específicas del material del Capítulo 14. Otros se componen de elementos discretos colocados en un sistema de suspensión y son el tema de esta sección.

El rendimiento sísmico de los sistemas de cielo raso con paneles acústicos o colocados depende del soporte de la suspensión y los paneles individuales en las paredes y las juntas de expansión, la integridad del ensamblaje de la suspensión y el panel, la interacción con otros sistemas (como los rociadores contra incendios) y el soporte para otros componentes no estructurales (como lámparas y sistemas HVACR). Los problemas de desempeño observados incluyen el desprendimiento de losetas debido al impacto con las paredes y daños por agua (que a veces conducen a la pérdida de ocupación) debido a la interacción con los rociadores contra incendios.

Los techos de listón y yeso suspendidos no están exentos de los requisitos de esta sección debido a su masa más significativa y al mayor potencial de daño asociado con su falla. Sin embargo, las disposiciones sísmicas prescriptivas de la Sección 13.5.6.2 y la norma E580 de la norma ASTM para cielos rasos modernos de yeso planos y horizontales, incluido el uso de postes de compresión, no se

aplican directamente a estos sistemas principalmente debido a su comportamiento como diafragma continuo y mayor masa. . Como tales, requieren más atención al diseño y los detalles, en particular para la fijación de los cables de suspensión a la estructura y los soportes principales, la fijación de los canales de enrasado transversal a los soportes principales y la fijación de los listones a los canales de enrasado transversal . También se debe prestar atención a la fijación de lámparas y difusores a la estructura del techo. El arriostramiento debe considerar tanto el movimiento horizontal como el vertical del techo, así como las discontinuidades y las compensaciones. El diseño sísmico y los detalles de los techos de listones y yeso deben utilizar métodos de ingeniería racionales para transferir las fuerzas del diseño sísmico del techo a los elementos estructurales del edificio.

El rendimiento de los sistemas de techo se ve afectado por la colocación de refuerzos sísmicos y la disposición de los artefactos de iluminación y otras cargas soportadas. Las pruebas dinámicas han demostrado que los cables separados, incluso con puntales de compresión verticales, pueden no limitar adecuadamente el movimiento lateral del sistema de cielo raso causado por el enderezamiento de los bucles de los extremos. Los problemas de construcción incluyen la instalación floja o la omisión de alambres de arriostramiento causados por obstrucciones. Otras pruebas han demostrado que los sistemas no arriostrados pueden funcionar bien donde el sistema puede adaptarse a los desplazamientos esperados, proporcionando suficiente espacio libre en las penetraciones y elementos de cierre anchos, que ahora son requeridos por la norma.

Con referencia a las excepciones en la Sección 13.5.6,

- La primera exención se basa en la presunción de que los muros circundantes logran el soporte lateral para áreas iguales o menores a 144 pies<sup>2</sup> (13,4 m<sup>2</sup>) (p. ej., un muro de 12 pies por 12 pies (3,7 m por 3,7 ) habitación). El límite de 144 ft<sup>2</sup> (13,4 m<sup>2</sup>) corresponde históricamente a una fuerza de conexión supuesta de 180 lb (4,5 N) y fuerzas asociadas con los requisitos para techos suspendidos que aparecieron por primera vez en el Código Uniforme de Construcción de 1976. • La segunda excepción supone que los techos de paneles de yeso planos y horizontales se comportan como diafragmas (es decir, desarrollan resistencia en el plano). Esta suposición está respaldada por el desempeño de los techos de paneles de yeso en terremotos pasados.

**C13.5.6.1 Fuerzas sísmicas.** Cuando el peso del sistema de cielo raso se distribuye de manera no uniforme, esa condición se debe considerar en el diseño porque la suspensión típica de cielo raso con barra en T tiene una capacidad limitada para redistribuir las cargas laterales.

Tabla C13.5-1 Resumen de requisitos para cielos rasos de losetas acústicas o paneles de colocación

Artículo	Categoría de diseño sísmico C	Categorías de diseño sísmico D, E y F
N / A	Menor o igual a 144 ft <sup>2</sup> Sin requisitos. (§1.4)	
Clasificación de servicio	Sin requisitos (§1.4)	
Conexiones a la red		
Vertical	Se requiere una capacidad nominal de carga de trabajo pesado superior a 144 ft <sup>2</sup> Para cielos rasos comerciales, solo se puede usar la suspensión con clasificación de carga de servicio intermedio o pesado, según lo define la norma ASTM C635. (ASTM C635 secciones 4.1.3.1, 4.1.3.2 y 4.1.3.3)	pero inferior o igual a 1000 ft <sup>2</sup> , tal como se define en la norma ASTM C635. (§5.1.1)
Cables de suspensión	Resistencia mínima de la conexión en T principal y la intersección de la T secundaria de 60 lb. (§4.1.2) Los cables de suspensión vertical deben tener un mínimo de calibre 12. (§4.3.1) Alambres de suspensión vertical máximo 4 pies en el centro. (§4.3.1) Los alambres de suspensión vertical deben estar bien doblados y envueltos con tres vueltas en 3 pulgadas o menos. (§4.3.2) Todos los cables colgantes verticales no pueden estar a más de 1 en 6 fuera de la plomada sin tener cables adicionales contrapuestos. (§4.3.3)  Cualquier dispositivo de conexión desde el cable de suspensión vertical hasta el la estructura anterior debe soportar una carga mínima de 90 libras (§4.3.2)	Resistencia mínima de la conexión en T principal y la intersección de la T secundaria de 180 lb (§5.1.2) El cable de suspensión vertical debe tener un mínimo de calibre 12. (§5.2.7.1) Alambres de suspensión vertical máximo 4 pies en el centro. (§5.2.7.1) Los alambres de suspensión vertical deben estar bien doblados y envueltos con tres vueltas en 3 pulgadas o menos. (§5.2.7.2) Todos los cables colgantes verticales no pueden estar a más de 1 en 6 fuera de la plomada sin tener cables adicionales contrapuestos. (§5.2.7.3)  Cualquier dispositivo de conexión del cable de suspensión vertical a la estructura superior debe soportar una carga mínima de 90 lb (§5.2.7.2)
Arriostramiento lateral	Los cables no pueden unirse ni doblarse alrededor de equipos que interfieren sin el uso de trapezios. (§4.3.4) No se permiten arriostramientos laterales. El techo está destinado a "flotar" en relación con el equilibrio de la estructura. Las conexiones en T pueden ser insuficientes para mantener la integridad si se incluyeron tirantes.  NOTA 1)	Los cables no pueden unirse ni doblarse alrededor de equipos que interfieren sin el uso de trapezios. (§5.2.7.4) No se requiere por debajo de 1,000 ft <sup>2</sup> . Para áreas de techo de menos de 1,000 ft <sup>2</sup> , se supone que las conexiones en T y perimetrales son lo suficientemente fuertes para mantener la integridad, ya sea que se instalen o no arriostramientos. (§5.2.8.1)
Perímetro	El ancho del cierre perimetral (moldura) debe tener un mínimo de 7/8 pulg. (§4.2.2) Cerramientos perimetrales con reborde de apoyo de menos de 7/8 pulg. deben estar sostenidos por alambres de suspensión verticales perimetrales a no más de 8 pulgadas de la pared. (§4.2.3) Se debe mantener un espacio libre mínimo de 3/8 pulg. en los cuatro lados (§4.2.4) No se permite la fijación permanente de los extremos de la rejilla (§4.2.6)	El ancho del cierre perimetral (moldura) debe ser de un mínimo de 2 pulg. (§5.2.2) Dos lados adyacentes deben estar conectados a la pared o cierre perimetral. (§5.2.3)  Se debe mantener un espacio libre mínimo de 3/4 pulg. en el otro dos lados adyacentes. (§5.2.3)
Artefactos de iluminación	Se debe evitar que los extremos de las T perimetrales se extiendan. (§4.2.5) Los artefactos de iluminación deben estar conectados positivamente a la rejilla mediante al menos dos conexiones, cada una capaz de soportar el peso del artefacto de iluminación. (§4.4.1 y NEC) Los artefactos de iluminación montados en la superficie deben sujetarse positivamente a la rejilla. (§4.4.2) Los dispositivos de sujeción para artefactos de iluminación montados en la superficie deben tener cables de seguridad al colgador del techo o a la estructura superior. (§4.4.2) Los artefactos de iluminación y los accesorios que pesan 10 libras o menos requieren un cable de suspensión de calibre número 12 (mínimo) conectado a la carcasa (por ejemplo, un artefacto de iluminación). Este cable puede estar flojo. (§4.4.3)  Los artefactos de iluminación que pesan más de 10 pero menos o igual a 56 lb requieren dos cables colgantes de calibre 12 (mínimo) conectados a la carcasa. Estos cables pueden estar flojos. (§4.4.4)	Las tes perimetrales deben estar soportadas por cables de suspensión verticales a no más de 8 pulgadas de la pared. (§5.2.6) Se debe evitar que los extremos de las T perimetrales se extiendan. (§5.2.4) Los artefactos de iluminación deben estar conectados positivamente a la rejilla mediante al menos dos conexiones, cada una capaz de soportar el peso del artefacto de iluminación. (NEC, §5.3.1) Los artefactos de iluminación montados en la superficie deben sujetarse positivamente a la rejilla. (§5.3.2) Los dispositivos de sujeción para artefactos de iluminación montados en la superficie deben tener cables de seguridad al cable del techo o a la estructura superior. (§5.3.2)  Cuando se utilizan Tes secundarias con una capacidad de carga de menos de 16 lb/ft, se requieren cables de suspensión adicionales. (§5.3.3)
	Los artefactos de iluminación que pesan más de 56 lb requieren apoyo de la estructura. (§4.4.5)	Los artefactos de iluminación y los accesorios que pesan 10 lb o menos requieren un cable colgante de calibre 12 como mínimo conectado a la carcasa y conectado a la estructura de arriba. Este cable puede estar flojo. (§5.3.4)
	Los artefactos de iluminación colgantes deben estar sostenidos por un cable de calibre 9 como mínimo u otra alternativa aprobada. (§4.4.6) No se permiten conductos rígidos para la fijación de accesorios. (§4.4.7)	Los artefactos de iluminación que pesan más de 10 pero menos o igual a 56 lb requieren dos cables colgantes de calibre mínimo número 12 unidos a la carcasa del artefacto y conectados a la estructura superior. Estos cables pueden estar flojos. (§5.3.5)
		Los artefactos de iluminación que pesan más de 56 lb requieren soporte independiente de la estructura mediante colgadores aprobados. (§5.3.6)
		Los artefactos de iluminación colgantes deben estar sostenidos por un cable de calibre 9 como mínimo u otro soporte aprobado. (§5.3.7)
		No se permiten conductos rígidos para la fijación de accesorios. (§5.3.8)

Tabla C13.5-1 (Continuación) Resumen de requisitos para cielos rasos de losetas acústicas o paneles de colocación

Artículo	Categoría de diseño sísmico C	Categorías de diseño sísmico D, E y F
Mecánico	Servicios mecánicos montados de forma flexible que pesan menos de o igual a 20 lb deben estar unido positivamente a los correderos principales o correderos cruzados con la misma capacidad de carga que los correderos principales. (§4.5.1)	Servicios mecánicos montados de forma flexible que pesan menos de o igual a 20 lb deben estar unido positivamente a los correderos principales o correderos cruzados con la misma capacidad de carga que los correderos principales. (§5.4.1)
Servicios	Los servicios mecánicos montados de manera flexible que pesen más de 20 lb pero menos o igual a 56 lb deben estar conectados positivamente a las guías principales o transversales con la misma capacidad de carga que las guías principales y requieren dos cables de suspensión de calibre 12 (mínimo). Estos cables pueden estar flojos. (§4.5.2)	Los servicios mecánicos montados de manera flexible que pesen más de 20 lb pero menos o igual a 56 lb deben estar conectados positivamente a las guías principales o transversales con la misma capacidad de carga que las guías principales y requieren dos cables de suspensión de calibre 12 (mínimo). Estos cables pueden estar flojos. (§5.4.2)
Hecho suplementario	Los servicios mecánicos de montaje flexible de más de 56 lb requieren apoyo directo de la estructura. (§4.5.3)	Los servicios mecánicos de montaje flexible de más de 56 lb requieren apoyo directo de la estructura. (§5.4.3)
Requisitos	Todas las penetraciones en el techo deben tener un mínimo de 3/8 pulg. de espacio libre por todos lados. (§4.2.4)	Los sistemas ocultos directos deben tener barras estabilizadoras o Tes secundarias conectadas mecánicamente un máximo de 60 pulgadas entre centros con estabilización dentro de las 24 pulgadas del perímetro. (§5.2.5) Se requiere arriostramiento para los cambios de elevación del plano del techo. (§5.2.8.6) Las bandejas portacables y los conductos eléctricos se apoyarán independientemente del techo. (§5.2.8.7) 2,500 ft <sup>2</sup> Todas las penetraciones en el techo y los accesorios o servicios con soporte independiente deben tener cierres que permitan un espacio de 1 pulg. movimiento. (§5.2.8.5) Un sistema integral de rociadores de techo puede ser diseñado por el profesional de diseño con licencia para eliminar el espacio necesario de las penetraciones. (§5.2.8.8) Un profesional de diseño con licencia debe revisar la interacción de los componentes de techo no esenciales con los componentes de techo esenciales para evitar la falla de los componentes esenciales. (§5.7.1)
Particiones	Es posible que el techo no brinde soporte lateral a las particiones. (§4.6.1) Las particiones fijadas al techo deben utilizar conexiones flexibles para evitar transferir fuerza al techo. (§4.6.1)	Las particiones unidas al cielorraso y todas las particiones de más de un pie de altura deben estar apuntaladas lateralmente a la estructura del edificio. Este arriostramiento debe ser independiente del techo. (§5.5.1)
Excepciones	El peso del techo debe ser inferior a 2,5 lb=ft <sup>2</sup> ; de lo contrario, se debe utilizar la construcción prescrita para las categorías de diseño sísmico D, E y F. (§4.1.1)	Ninguna.
Arriostramiento lateral	Mayor de 1,000 pies <sup>2</sup> pero menor o igual a 2,500 pies <sup>2</sup> Se requiere arriostramiento Sin requisitos adicionales.	de fuerza lateral (4 cables separados de calibre 12) dentro de 2 pulgadas de la intersección de la T principal y la T secundaria y separados 90 grados en la vista en planta, a un máximo de 45° ángulo de grados desde la horizontal y ubicado a 12 pies del centro en ambas direcciones, comenzando a 6 pies de las paredes. (§5.2.8.1 y §5.2.8.2) El arriostramiento de fuerza lateral se debe espaciar a un mínimo de 6 pulgadas de la tubería o conducto horizontal no arriostrado. (§5.2.8.3) La resistencia de la conexión del arriostramiento de fuerza lateral debe ser de un mínimo de 250 lb. (§5.2.8.3) Arriostramiento rígido diseñado para limitar la deflexión en el punto de Se puede usar una conexión a menos de 0,25 pulgadas en lugar de cables separados. A menos que se use arriostramiento rígido o los cálculos hayan demostrado que la deflexión lateral es inferior a 1/4 pulg., los rociadores y otras penetraciones deben tener un mínimo de 1 pulg. espacio libre en todas las direcciones. (§5.2.8.5)
Especial Consideraciones	Sin requisitos adicionales.	Más de 2500 ft <sup>2</sup> Juntas de separación sísmica con un mínimo de 3/4 pulg. axial particiones de movimiento, mampara o de altura completa con el cierre habitual de 2 pulgadas y otros requisitos. (§5.2.9.1) Áreas definidas por juntas de separación sísmica, mamparas o las particiones de altura deben tener una relación de dimensiones largas a cortas menor o igual a 4. (§5.2.9.1)

Notas: No existen requisitos para cielos rasos suspendidos ubicados en estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico A y B. A menos que se indique lo contrario, todas las referencias a las secciones entre paréntesis (\$) se refieren a la norma ASTM E580 (2014).

C13.5.6.2 Construcción estándar de la industria para plafones de tejas acústicas o plafones colocados. La clave para un buen desempeño sísmico son los ángulos de cierre lo suficientemente amplios en el perímetro para acomodar el movimiento relativo del techo y el espacio libre adecuado en los componentes penetrantes (como columnas y tuberías) para evitar concentrar las cargas restrictivas en el sistema del techo.

La Tabla C13.5-1 proporciona una descripción general de los requisitos combinados de ASCE/SEI 7 y ASTM E580 (2014a). Se requiere una revisión cuidadosa de ambos documentos para determinar los requisitos reales.

C13.5.6.2.1 Categoría de diseño sísmico C. El método prescrito para SDC C es un techo flotante. El diseño asume un pequeño desplazamiento de la estructura del edificio causado por el terremoto en el techo y aísla el techo del perímetro. Los cables de suspensión verticales no pueden transmitir un movimiento significativo o una fuerza horizontal al sistema de techo y, por lo tanto, el techo no experimenta una fuerza o un desplazamiento significativos siempre que no se exceda el espacio del perímetro. Todas las penetraciones y servicios deben estar aislados de la estructura del edificio para que este método de construcción sea efectivo. Si este aislamiento no es práctico o no es deseable, se puede usar la construcción prescrita para los SDC D, E y F.

C13.5.6.2.2 Categorías de diseño sísmico D a F. La construcción estándar de la industria abordada en esta sección se basa en el contacto del techo con el muro perimetral para la restricción.

El arriostramiento lateral típico de alambre separado permite cierto movimiento antes de sujetar el techo de manera efectiva. La intención del 2-in. El ángulo del muro de cierre del perímetro (50 mm) es para permitir el movimiento hacia adelante y hacia atrás del techo durante un terremoto sin pérdida de apoyo, y el ancho del ángulo de cierre es importante para un buen desempeño. Este estándar ha sido verificado experimentalmente mediante pruebas a gran escala realizadas por ANCO Engineers, Inc., en 1983.

Se han utilizado extensas pruebas de mesa vibratoria utilizando el protocolo contenido en ICC-ES AC156 por parte de los principales fabricantes de techos suspendidos para justificar el uso de clips perimetrales diseñados para acomodar el mismo grado de movimiento que el ángulo de cierre mientras soportan los extremos en T. Estas pruebas se llevan a cabo en instalaciones de techo de 16 pies por 16 pies (4,9 m por 4,9 m). Las pruebas en sistemas de techo más grandes informadas por Rahmanishamsi et al. (2014) y Soroushian et al. (2012, 2014) indica que el uso de abrazaderas perimetrales aprobadas puede causar daños a los miembros del sistema de suspensión y abrazaderas sísmicas, aplastamiento de los ángulos de la pared y deformación de los cerrojos del sistema de suspensión a niveles moderados de movimiento del suelo si el miembro del sistema de suspensión pierde contacto con la pata horizontal, del ángulo de cierre o canal. Se añade el requisito de atornillar los clips al ángulo o canal de cierre para evitar este tipo de daños.

El requisito para un 1-in. El espacio libre de (25 mm) alrededor de las gotas de los rociadores que se encuentra en la Sección 13.5.6.2.2 (e) de ASCE/SEI 7-05 se mantiene y está incluido en la norma ASTM E580.

Esta junta de separación sísmica está diseñada para dividir el techo en áreas aisladas, evitando la transferencia de fuerza a gran escala a través del techo. El nuevo requisito para acomodar 3/4 pulg. El movimiento axial de 19 mm (19 mm) especifica el requisito de rendimiento para la junta de separación.

El requisito de las juntas de separación sísmica para limitar las áreas del techo a 2500 pies<sup>2</sup> (232,3 m<sup>2</sup>) tiene por objeto evitar la sobrecarga de las conexiones al ángulo perimetral. Limitar la proporción de dimensiones largas a cortas a 4:1 evita dividir el techo en secciones largas y estrechas, lo que podría anular el propósito de la separación.

C13.5.6.3 Construcción Integral. Los sistemas de plafones que usan construcción integral están construidos con paneles prediseñados modulares.

componentes que integran luces, componentes de ventilación, rociadores contra incendios y arriostramiento sísmico en un sistema completo. Pueden incluir componentes de aluminio, acero y PVC y pueden diseñarse usando una construcción integral de techo y pared. A menudo utilizan rejillas rígidas y sistemas de arriostramiento, que brindan soporte lateral para todos los componentes del techo, incluidas las caídas de los rociadores.

Este arriostramiento reduce el potencial de interacciones adversas entre los componentes y elimina la necesidad de proporcionar espacios libres para el movimiento diferencial.

### C13.5.7 Pisos de Acceso

C13.5.7.1 Generalidades. En terremotos pasados y en pruebas de carga cíclica, algunos sistemas típicos de piso técnico elevado se comportaron de manera quebradiza y exhibieron poca capacidad de reserva más allá de la fluencia inicial o la falla de conexiones críticas. Las pruebas muestran que los paneles de piso individuales sin sujeción pueden salirse de la rejilla de soporte, a menos que estén sujetos mecánicamente a pedestales o largueros de soporte. Esta falla puede ser una preocupación, particularmente en las vías de salida.

Para los sistemas con largueros de piso, es una práctica aceptada calcular la fuerza sísmica,  $F_p$ , para todo el sistema de piso técnico dentro de un espacio dividido y luego distribuir la fuerza total a las riostas o pedestales individuales. Para los sistemas sin larguerillos, la trayectoria de la carga sísmica debe establecerse explícitamente.

Los efectos de vuelco someten a los pedestales individuales a cargas verticales muy por encima del peso,  $W_p$ , utilizado para determinar la fuerza sísmica,  $F_p$ . No es conservador utilizar la carga vertical de diseño simultáneamente con la fuerza sísmica de diseño para el diseño de pernos de anclaje, flexión de pedestal y soldaduras de pedestal a placas base. Los cabezales "deslizantes" que no están fijados mecánicamente al eje del pedestal y, por lo tanto, no pueden transferir la tensión probablemente no puedan transferir al pedestal los momentos de vuelco generados por el equipo conectado a los paneles de piso adyacentes.

Para evitar la falla por fragilidad, cada elemento en la trayectoria de la carga sísmica debe tener capacidad de absorción de energía. Deben evitarse los modos de falla por pandeo. Se permiten demandas de fuerza sísmica más bajas para pisos de acceso especiales que están diseñados para evitar los modos de falla por fragilidad y pandeo.

C13.5.7.2 Pisos Especiales de Acceso. Un piso técnico puede ser un "piso especial de acceso" si el profesional de diseño registrado opta por cumplir con los requisitos de la Sección 13.5.7.2. Los pisos de acceso especial incluyen características de construcción que mejoran el rendimiento y la confiabilidad del sistema de piso bajo carga sísmica. Las disposiciones se centran en proporcionar una ruta de carga diseñada para las fuerzas sísmicas de corte y de vuelco. Los pisos de acceso especiales están diseñados para fuerzas laterales más pequeñas y se recomienda su uso en instalaciones con objetivos de desempeño no estructural más altos.

C13.5.8 Particiones. Las particiones sujetas a estos requisitos deben tener arriostramiento de soporte lateral independiente desde la parte superior de la partición hasta la estructura del edificio o hasta una subestructura unida a la estructura del edificio. Algunas particiones están diseñadas para abarcarse verticalmente desde el piso hasta un sistema de techo suspendido. El sistema de techo debe estar diseñado para brindar soporte lateral a la parte superior de la partición. Se proporciona una excepción a esta condición para eximir el arriostramiento de particiones livianas (paneles de yeso) donde la carga no excede la carga lateral mínima de la partición. La experiencia ha demostrado que las particiones sujetas a la carga mínima pueden arriostrarse al techo sin fallar.

C13.5.9 Vidrio en muros cortina vidriados, escaparates vidriados y particiones vidriadas. El desempeño del vidrio en los terremotos cae en una de cuatro categorías:

1. El vidrio permanece intacto en su marco o anclaje.

2. El vidrio se agrieta, pero permanece en su marco o anclaje mientras continúa brindando una barrera contra la intemperie y, por lo demás, se puede reparar.
3. El vidrio se rompe pero queda en su marco o anclaje en condiciones precarias, pudiendo caerse en cualquier momento.
4. El vidrio se sale de su marco o anclaje, ya sea en fragmentos o en paneles enteros.

Las categorías 1 y 2 satisfacen los objetivos de desempeño de ocupación inmediata y seguridad humana. Aunque el vidrio está agrietado en la categoría 2, no es necesario reemplazarlo de inmediato. Las categorías 3 y 4 no pueden permitir la ocupación inmediata, y su provisión de seguridad para la vida depende de las características posteriores a la rotura del vidrio y de la altura desde la que puede caer. El vidrio templado se rompe en múltiples fragmentos del tamaño de un guijarro que caen del marco o del anclaje en grupos. Estos grupos de vidrios rotos son relativamente inofensivos para los humanos cuando caen desde alturas limitadas, pero podrían ser dañinos cuando caen desde alturas mayores.

**C13.5.9.1 Generalidades.** ecuación (13.5-2) se deriva de Sheet Glass Association of Japan (1982) y es similar a una ecuación de Bouwkamp y Meehan (1960) que permite el cálculo de la deriva del piso necesaria para provocar el contacto entre el vidrio y el marco en una ventana rectangular determinada. marco. Ambos cálculos se basan en el principio de que el marco de una ventana rectangular (específicamente, uno que está anclado mecánicamente a los pisos adyacentes de una estructura) se convierte en un paralelogramo como resultado de la deriva del piso, y que el contacto entre el vidrio y el marco ocurre cuando la longitud de la diagonal más corta del paralelogramo es igual a la diagonal del panel de vidrio. El valor  $\gamma_{fallout}$  representa la capacidad de desplazamiento del sistema y  $D_p$  representa la demanda de desplazamiento.

El factor 1,25 en los requisitos descritos anteriormente refleja las incertidumbres asociadas con el desprendimiento sísmico inelástico calculado. colocación de estructuras de edificación. Wright (1989) afirma que las deformaciones postelásticas, calculadas mediante el proceso de análisis estructural, pueden subestimar la deformación real del edificio hasta en un 30%. Por lo tanto, sería razonable exigir que el sistema de acristalamiento del muro cortina resista 1,25 veces el desplazamiento entre pisos máximo calculado para verificar el rendimiento adecuado.

La razón de la segunda excepción a la Ec. (13.5-2) es que el vidrio templado, si se rompe, no produciría un peligro de caída desde arriba para los peatones adyacentes, aunque algunas piezas de vidrio pueden caerse del marco.

**C13.5.9.2 Límites de deriva sísmica para componentes de vidrio.** Como alternativa al enfoque prescriptivo de la Sección 13.5.9.1, la capacidad de deformación de los sistemas de muro cortina acristalado puede establecerse mediante ensayo.

**C13.5.10 Escaleras y rampas de salida.** En el terremoto de Christchurch del 22 de febrero de 2011, varios edificios que utilizaban escaleras de hormigón prefabricado provistas de una junta deslizante en un extremo sufrieron el colapso de la escalera (Comisión Real de Terremotos de Canterbury 2012). En un caso notable, el edificio de oficinas Forsyth Barr de 18 pisos, la estructura no sufrió daños en gran medida. En todos los casos, la causa principal del colapso fue la pérdida de soporte vertical en la conexión final debido a la deriva del edificio que excedió la capacidad del detalle de soporte. Estas escaleras, en general, estaban destinadas a servir como rutas de salida, y los ocupantes quedaron atrapados en algunos de estos edificios después del terremoto. En la práctica estadounidense, las escaleras prefabricadas (Fig. C13.5-1) son menos comunes que las escaleras con armazón de acero (Fig. C13.5-2), que generalmente se consideran inherentemente flexibles. Pero en las pruebas de mesa vibratoria realizadas en la Universidad de California, San Diego, como parte del proyecto Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES), "Desempeño del sistema de construcción estructural y no estructural a escala completa durante terremotos

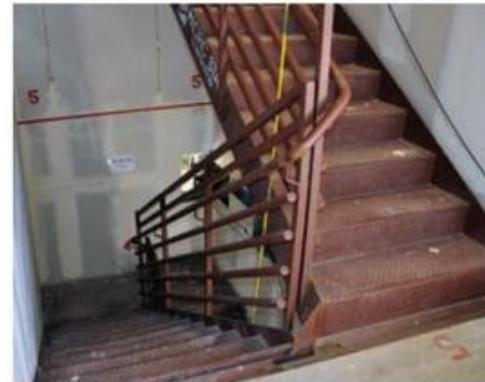


FIGURA C13.5-1 Escalera prefabricada

Fuente: Cortesía de Tindall Corp.



FIGURA C13.5-2 Escalera de salida con armazón de acero

Fuente: Cortesía de Tara Hutchinson.

e Incendio Post-Terremoto", se demostró que las conexiones de la escalera de metal comercial incluida en la estructura de prueba eran quebradizas y susceptible al daño. Teniendo en cuenta la naturaleza crítica de la salida para la seguridad de la vida, se justifica una atención específica a la capacidad de las escaleras de salida para aceptar las demandas de deriva del edificio. Las juntas deslizantes efectivas en las escaleras de acero típicas son complejas de diseñar y construir. A menudo se prefieren las conexiones dúctiles, capaces de aceptar la deriva sin pérdida de la capacidad de carga vertical. En tales casos, se debe proporcionar suficiente ductilidad en estas conexiones para acomodar múltiples ciclos en los niveles de deriva máximos previstos. Si se va a acomodar la deriva con conexiones deslizantes completas que carecen de un tope a prueba de fallas, se requiere una longitud adicional de apoyo para evitar el colapso donde los desplazamientos exceden los niveles de diseño. Cuando los sistemas de escaleras estén fijados rígidamente a la estructura, deben incluirse en el modelo de la estructura y las fuerzas resultantes deben acomodarse, con sobrerresistencia, en el diseño de la escalera.

Estos requisitos no se aplican a los sistemas de escaleras y rampas de salida que son parte integral de la estructura del edificio, ya que se supone que la resistencia sísmica de estos sistemas se aborda en el diseño general del edificio. Los ejemplos incluyen escaleras y rampas que comprenden una construcción monolítica de hormigón, estructura de madera ligera

y sistemas de escaleras de metal conformado en frío en construcciones residenciales de unidades múltiples, y escaleras de mampostería construidas integralmente.

### C13.6 MECÁNICA Y ELÉCTRICA COMPONENTES

Estos requisitos, centrados en el diseño de soportes y accesorios, están destinados a reducir el peligro para la vida que representa la pérdida de la estabilidad o integridad estructural de los componentes. Los requisitos aumentan la confiabilidad de la operación de los componentes, pero no abordan la funcionalidad directamente. Para componentes críticos donde la operatividad es vital, la Sección 13.2.2 proporciona métodos para calificar sísmicamente el componente.

Tradicionalmente, los componentes mecánicos (como tanques e intercambiadores de calor) sin componentes giratorios o alternativos se anclan directamente a la estructura. Los componentes de equipos mecánicos y eléctricos con elementos giratorios o alternativos a menudo se aislan de la estructura mediante aisladores de vibración (usando caucho que actúa en corte, resortes o cojines de aire). Es posible que los equipos mecánicos pesados (como las calderas grandes) no se sujeten en absoluto, y los equipos eléctricos que no sean generadores, que normalmente están aislados para amortiguar las vibraciones, por lo general están anclados de manera rígida (por ejemplo, centros de control de motores y equipos de distribución).

Se consideran dos niveles distintos de seguridad sísmica en el diseño de componentes mecánicos y eléctricos. En el nivel de seguridad habitual, la falla del componente mecánico o eléctrico en sí debido a los efectos sísmicos no representa un peligro significativo. En este caso, se requiere el diseño de los soportes y accesorios a la estructura para evitar un peligro para la seguridad de la vida. En el nivel de seguridad más alto, el componente debe continuar funcionando aceptablemente después del terremoto de diseño. Dichos componentes se definen como sistemas sísmicos designados en la Sección 11.2 y es posible que deban cumplir con los requisitos especiales de certificación de la Sección 13.2.2.

No todos los equipos o partes de equipos necesitan estar diseñados para fuerzas sísmicas. Cuando se especifica que  $I_p$  es 1.0, el daño o incluso la falla de una pieza o parte de un componente no viola estos requisitos siempre que no se cree un peligro para la seguridad de la vida. La restricción o contención de un componente que cae, se rompe o se vuelve (o sus partes) por medio de topes, abrazaderas, tirantes, cuñas, cuñas, ataduras o restricciones con espacios para satisfacer estos requisitos a menudo es aceptable, aunque el componente mismo puede sufrir daño.

Se requiere juicio para cumplir con la intención de estos requisitos; la consideración clave es la amenaza a la seguridad de la vida. Por ejemplo, una unidad de paquete de tratamiento de aire no esencial que tenga menos de 4 pies (1,2 m) de altura atornillada al piso de una sala de máquinas no es una amenaza para la vida siempre que se evite un desplazamiento significativo con un anclaje adecuado. En este caso, el diseño sísmico del propio controlador de aire es innecesario. Sin embargo, un tanque de 3,0 m (10 pies) de altura sobre ángulos de 1,8 m (6 pies) de largo que se usan como patas, montado en un techo cerca de la salida de un edificio, representa un peligro. La intención de estos requisitos es que los soportes y accesorios (patas del tanque, conexiones entre el techo y las patas, y conexiones entre las patas y el tanque), y posiblemente incluso el tanque mismo, estén diseñados para resistir fuerzas sísmicas. Alternativamente, podría ser aceptable la sujeción del tanque mediante tirantes o arriostramientos.

No es la intención de la norma exigir el diseño sísmico de ejes, cangilones, cigüeñales, pistones, émbolos, impulsores, rotores, estatores, cojinete, interruptores, engranajes, carcasa y fundiciones de retención sin presión, o artículos similares. Cuando exista la posibilidad de un peligro para la vida, el esfuerzo de diseño debe centrarse en los soportes del equipo, incluidas las placas base, los anclajes, las orejetas de soporte, las patas, los pies, las monturas, los faldones, los colgadores, las abrazaderas y las ataduras.

Muchos componentes mecánicos y eléctricos consisten en conjuntos complejos de piezas que se fabrican en un entorno industrial.

proceso que produce artículos similares o idénticos. Dichos equipos pueden incluir artículos del catálogo de los fabricantes y, a menudo, están diseñados por medios empíricos (ensayo y error) para cargas funcionales y de transporte. Una característica de dicho equipo es que puede ser inherentemente resistente. El término "robusto" se refiere a una construcción amplia que proporciona a dicho equipo la capacidad de sobrevivir a movimientos fuertes sin una pérdida significativa de función. Al examinar dicho equipo, un profesional de diseño experimentado generalmente debería poder confirmar tal robustez. Los resultados de una evaluación de la robustez del equipo pueden usarse para determinar un método apropiado y la extensión del esfuerzo de calificación o diseño sísmico.

Las revisiones a la Tabla 13.6-1 en ASCE/SEI 07-10 fueron el resultado del trabajo realizado en los últimos años para comprender mejor el desempeño de los componentes mecánicos y eléctricos y su unión a la estructura. Los conceptos principales de equipo flexible y rígido y comportamiento dúctil y resistente se extraen de SEAOC (1999), Sección de comentarios C107.1.7. El material sobre HVACR se basa en ASHRAE (2000). Otro material sobre tuberías industriales, calderas y recipientes a presión se basa en las publicaciones de códigos y normas de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Mecánicos (ASME 2007, 2010a, 2010b).

**C13.6.1 Generalidades.** Se ha aclarado la excepción que permite componentes suspendidos no arriostados, abordando las preocupaciones sobre el tipo de componentes no estructurales permitidos por estas excepciones, así como las consecuencias aceptables de la interacción entre los componentes. En ediciones anteriores de la norma, ciertos componentes no estructurales que podrían representar un peligro de incendio después de un terremoto estaban exentos de los requisitos de arriostramiento lateral. En la excepción revisada, la referencia a la Sección 13.2.3 aborda tales preocupaciones mientras distingue entre interacciones sísmicas creíbles e interacciones incidentales.

Los requisitos de demanda sísmica se basan en los atributos estructurales de los componentes de flexibilidad (o rigidez) y robustez.

La Tabla 13.6-1 proporciona coeficientes sísmicos basados en juicios sobre la flexibilidad del componente, expresada en el término  $a_p$ , y la robustez, expresada en el término  $R_p$ . También puede ser necesario considerar la flexibilidad y ductilidad del sistema de sujeción que proporciona la restricción sísmica.

Las entradas para componentes y sistemas en la Tabla 13.6-1 se agrupan y describen para mejorar la claridad de la aplicación. Los componentes se dividen en tres grandes grupos, dentro de los cuales se clasifican según el tipo de construcción o el comportamiento sísmico esperado. Por ejemplo, los componentes mecánicos incluyen componentes del "lado del aire" (como ventiladores y controladores de aire) que experimentan amplificación dinámica pero son livianos y deformables; componentes del "lado húmedo" que generalmente contienen líquidos (como calderas y enfriadores) que son más rígidos y algo dúctiles; y componentes robustos (como motores, turbinas y bombas) que son de construcción masiva debido a las exigentes cargas operativas y que generalmente funcionan bien en terremotos, si están anclados adecuadamente.

Se hace una distinción entre los componentes aislados con neopreno y los que están aislados por resorte. A los componentes aislados por resorte se les asigna un valor  $R_p$  más bajo porque tienden a tener una amortiguación menos efectiva. Los componentes aislados internamente se clasifican explícitamente para evitar confusiones.

**C13.6.2 Componentes Mecánicos y C13.6.3 Componentes Eléctricos.** La mayoría de los equipos mecánicos y eléctricos son intrínsecamente resistentes y, cuando se fijan correctamente a la estructura, han funcionado bien en terremotos anteriores. Dado que las cargas operativas y de transporte para las que se diseña el equipo suelen ser mayores que las provocadas por los terremotos, estos requisitos se centran principalmente en el anclaje del equipo y

archivos adjuntos. Sin embargo, los sistemas sísmicos designados, que deben funcionar después de un terremoto o que deben mantener la contención de materiales inflamables o peligrosos, deben estar diseñados para fuerzas sísmicas o estar calificados para cargas sísmicas de acuerdo con la Sección 13.2.2.

Se puede aumentar la probabilidad de operatividad posterior al terremoto donde se toman las siguientes medidas:

1. Los ensambles internos, los subensamblajes y los contactos eléctricos están lo suficientemente unidos para evitar que estén sujetos a movimientos diferenciales o impactos con otros ensambles internos o el gabinete del equipo.
2. Los operadores, motores, generadores y otros componentes similares que están unidos funcionalmente al equipo mecánico por medio de un eje o mecanismo operativo están conectados estructuralmente o comúnmente soportados con suficiente rigidez para evitar que el eje operativo se atasque.
3. Cualquier componente cerámico u otro componente no dúctil en la trayectoria de la carga sísmica se evalúa específicamente.
4. Los gabinetes eléctricos adyacentes se atornillan entre sí y se evita que las alineaciones de gabinetes impacten en los miembros estructurales adyacentes.

Los componentes que podrían dañarse, o que podrían dañar otros componentes, y que están sujetos a múltiples ubicaciones de una estructura, deben diseñarse para adaptarse a los desplazamientos relativos sísmicos.

Dichos componentes incluyen conductos de barras, bandejas de cables, conductos, rieles de guía de ascensores y sistemas de tuberías. Como se discutió en la Sección C13.3.2.1, se requiere una consideración de diseño especial cuando las demandas de deriva de piso completo se concentran en una fracción de la altura del piso.

Los valores de ap y Rp para enfriadores de aire (comúnmente conocidos como ventiladores de aletas) con patas de apoyo integrales en la Tabla 13.6-1 se tomaron de las Pautas para la evaluación sísmica y el diseño de instalaciones petroquímicas (ASCE 2011). Los valores enumerados para "ventiladores" en la Tabla 13.6-1 (ap =2.5 y Rp =6) no están destinados a ventiladores de aletas con patas de apoyo integrales. (Si se aplican cuando los ventiladores de aletas no se apoyan en patas de apoyo integrales). Como se analiza en ASCE (2011), los ventiladores de aletas con patas de apoyo integrales no han funcionado

bien en eventos sísmicos, como el terremoto de Chile del 27 de febrero de 2010.

Por lo general, los ventiladores de aletas se apoyan en bastidores de tuberías (Fig. C13.6-1).

Cuando el ventilador de aletas se apoya sobre patas, esta configuración generalmente crea una condición en la que una masa relativamente rígida se apoya sobre patas flexibles en la parte superior de un bastidor de tuberías y puede generar demandas de fuerza sísmica significativamente más altas. Las patas de apoyo deben estar arriostradas en ambas direcciones. Deben evitarse las rodilleras. Vertical

el arriostramiento debe intersectar las columnas en los puntos del panel con las vigas.

Cuando sea geométricamente práctico, se pueden usar arriostramientos en forma de cheurón. Siempre que sea posible, se recomienda que el ventilador de aletas se diseñe sin patas integrales suministradas por el proveedor y que se apoye directamente sobre el acero estructural del rack de tuberías. En tales casos, se aplican los valores de ap y Rp para ventiladores.

Independientemente de si el proveedor del ventilador de aletas o el contratista de ingeniería proporciona el acero de soporte, el acero estructural que soporta directamente los enfriadores de aire debe diseñarse con el mismo nivel de detalle sísmico que se requiere del acero estructural del bastidor de tuberías.

Los componentes mecánicos con detalles de construcción similares que se utilizan en los ventiladores de aletas (como los intercambiadores de calor enfriados por aire, las unidades de condensación, los enfriadores secos y los radiadores remotos) se agrupan con los ventiladores de aletas porque se asume un comportamiento similar.

**C13.6.4 Soportes de componentes.** La intención de esta sección es exigir el diseño sísmico de todos los soportes de los componentes mecánicos y eléctricos para evitar deslizamientos, caídas, vuelcos u otros movimientos que puedan poner en peligro la vida. Los soportes de los componentes se diferencian aquí de los accesorios de los componentes para enfatizar que los soportes mismos, como se enumeran en el texto, requieren un diseño sísmico incluso si son fabricados por el fabricante de los componentes mecánicos o eléctricos. Esta necesidad existe independientemente de si el propio componente mecánico o eléctrico está diseñado para cargas sísmicas.

**C13.6.4.1 Base de diseño.** Los soportes estándar son aquellos desarrollados de acuerdo con un documento de referencia (Sección 13.1.7). Cuando no se utilizan soportes estándar, las fuerzas de diseño sísmico y las demandas de desplazamiento del Capítulo 13 se utilizan con los procedimientos de diseño específicos del material aplicables del Capítulo 14.

**C13.6.4.2 Diseño para desplazamiento relativo.** Para algunos elementos, como las tuberías, los desplazamientos sísmicos relativos entre los puntos de apoyo tienen más importancia que las fuerzas de inercia. Los componentes fabricados con materiales de alta deformabilidad como el acero o el cobre pueden soportar desplazamientos relativos de forma inelástica, siempre que las conexiones también proporcionen una alta deformabilidad. Las conexiones roscadas y soldadas exhiben poca ductilidad bajo desplazamientos inelásticos, incluso para materiales dúctiles. Los componentes hechos de materiales menos dúctiles pueden adaptarse a los efectos de desplazamiento relativo solo si se proporciona la flexibilidad adecuada o las conexiones flexibles.

Detallar los sistemas de distribución que conectan estructuras separadas con curvas y codos los hace menos propensos a sufrir daños y a fracturarse y caerse, siempre que los soportes puedan soportar las cargas impuestas.

**C13.6.4.3 Soporte Adjunto al Componente.** Como se usa en esta sección, "integral" se relaciona con el proceso de fabricación, no con la ubicación de la instalación. Por ejemplo, tanto las patas de una torre de enfriamiento como la unión de las patas al cuerpo de la torre de enfriamiento deben diseñarse, incluso si las patas las proporciona el fabricante y se instalan en la planta. Además, si la torre de enfriamiento tiene un Ip = 1,5, el diseño debe abordar no solo las uniones (p. ej., soldaduras y pernos) de las patas al componente, sino también las tensiones locales impuestas sobre el cuerpo de la torre de enfriamiento por las uniones de soporte.

FIGURA C13.6-1 Ventilador de aletas elevado sobre soportes integrales

FIGURA C13.6-2 Anclaje del equipo con arandelas Belleville

Fuente: Cortesía de Philip Caldwell.

C13.6.4.5 Requisitos adicionales. Como se refleja en esta sección de la norma y en la nota b al pie de página de la Tabla 13.6-1, los equipos aislados de vibraciones con amortiguadores están sujetos a cargas amplificadas como resultado del impacto dinámico.

La mayoría de los puntos de conexión de chapa metálica para anclaje sísmico no presentan las mismas propiedades mecánicas que las conexiones atornilladas con elementos estructurales. El uso de arandelas Belleville mejora el rendimiento sísmico de las conexiones a los gabinetes de equipos fabricados con láminas de metal de calibre 7 (5 mm (0,18 pulg.)) o más delgadas al distribuir la tensión sobre un área de superficie más grande de la interfaz de conexión de láminas de metal, lo que permite conexiones con pernos. Las conexiones se deben apretar a los valores recomendados para una precarga adecuada mientras se reduce la tendencia a fallas locales por desgarro o doblado de la hoja de metal o aflojamiento de la conexión atornillada (Fig. C13.6-2). La capacidad de carga de resorte intrínseca de la arandela Belleville ayuda con la retención de precarga a largo plazo para mantener la integridad del anclaje sísmico.

Los fabricantes prueban o diseñan sus equipos para manejar cargas sísmicas en los "puntos duros" del equipo o ubicaciones de anclaje. Los resultados de este esfuerzo de calificación del diseño generalmente se reflejan en las instrucciones de instalación proporcionadas por el fabricante. Es imperativo que se sigan las instrucciones de instalación del fabricante. Cuando no exista tal guía, el diseñador profesional registrado debe diseñar el refuerzo apropiado.

C13.6.5 Sistemas de distribución: conductos, bandejas portacables y canalizaciones. El término canalización se define en varios estándares con un lenguaje algo variable. Como se usa aquí, pretende describir todos los sistemas de distribución eléctrica, incluidos los conductos, las bandejas de cables y las canalizaciones abiertas y cerradas. La experiencia indica que se puede establecer un límite de tamaño de 2,5 pulgadas (64 mm) para la provisión de conexiones flexibles para adaptarse a los desplazamientos sísmicos relativos que pueden ocurrir entre las piezas del equipo conectado porque los conductos más pequeños normalmente poseen la flexibilidad necesaria para adaptarse a tales desplazamientos. Consulte el comentario adicional relacionado con la exención de los sistemas soportados por trapecio en la Sección C13.1.4.

C13.6.6 Sistemas de Distribución: Sistemas de Ductos. La experiencia en terremotos pasados ha demostrado que los sistemas de conductos HVACR son resistentes y funcionan bien en fuertes sacudidas del suelo. El refuerzo de acuerdo con ANSI/SMACNA 001 (2000) ha sido efectivo para limitar el daño a los sistemas de conductos. Las fallas típicas han afectado solo la función del sistema, y los daños importantes o el colapso han sido poco comunes. Por lo tanto, las prácticas estándar de la industria deberían resultar adecuadas para la mayoría de las instalaciones. El daño esperado del terremoto se limita a la apertura de juntas de conductos y desgarros en los conductos. Detalles de conexión que son propensos a fallas por fragilidad, especialmente varillas de suspensión sujetas a ciclos de gran amplitud de

debe evitarse el esfuerzo de flexión. Ver comentarios adicionales en la Sección C13.1.4.

El factor de amplificación para los sistemas de conductos se ha incrementado de 1,0 a 2,5 porque incluso los sistemas de conductos arriostrados son relativamente flexibles. Los valores Rp también se incrementaron para que las fuerzas sísmicas de diseño resultantes sean consistentes con las determinadas previamente.

A los sistemas de conductos que transportan materiales peligrosos o que deben permanecer operativos durante y después de un terremoto se les asigna un valor de Ip = 1,5 y requieren un análisis de ingeniería detallado que aborde la estanqueidad a las fugas.

Los componentes en línea más livianos pueden diseñarse para resistir las fuerzas de la Sección 13.3 como parte del diseño general del sistema de conductos, por lo que el conducto conectado al componente en línea está diseñado explícitamente para las fuerzas generadas por el componente. Cuando los componentes en línea sean más masivos, el componente debe estar soportado y arriostrado independientemente de los conductos para evitar fallas en las conexiones.

Los requisitos para conexiones flexibles de tuberías no arriostradas a componentes en línea, como serpentines de recalentamiento, se aplican independientemente del peso del componente.

C13.6.7 Sistemas de Distribución: Sistemas de Tuberías y Tuberías. Debido a la redundancia típica de los soportes del sistema de tuberías, los casos documentados de colapso total de sistemas de tuberías en terremotos son raros; sin embargo, las fugas en las tuberías que resultan de un desplazamiento excesivo o de una tensión excesiva a menudo resultan en daños consecuentes significativos y, en algunos casos, en la pérdida de la operabilidad de la instalación. La pérdida de contención de fluidos (fugas) normalmente ocurre en discontinuidades como roscas, ranuras, conectores atornillados, discontinuidades geométricas o ubicaciones donde existen grietas incipientes, como en la punta o la raíz de una soldadura o soldadura fuerte. Numerosas normas y directrices nacionales industriales y de construcción abordan una amplia variedad de materiales y aplicaciones de sistemas de tuberías. Construcción de acuerdo con las normas nacionales.

mencionado en estas disposiciones suele ser efectivo para limitar el daño a los sistemas de tuberías y evitar la pérdida de contención de fluidos en condiciones sísmicas.

ASHRAE (2000) y MSS (2001) se derivan en gran parte de los predecesores de SMACNA (2008). Estos documentos pueden ser referencias apropiadas para su uso en el diseño sísmico de sistemas de tuberías. Sin embargo, debido a que la norma SMACNA no hace referencia a las tensiones de las tuberías en la determinación del espacio de los soportes colgantes y las riostras, puede ser necesaria una verificación adicional de las tensiones de las tuberías cuando se utilice este documento. Las reglas de tuberías de ASME que se dan en ASME BPVC y ASME B31 partes B31.1, B31.3, B31.5, B31.9 y B31.12 se usan normalmente para tuberías de alta presión y alta temperatura, pero también se pueden aplicar de forma conservadora. para

otros sistemas de tuberías de menor presión y menor temperatura. Los manuales de diseño sísmico que cumplen con los códigos preparados específicamente para sistemas patentados también pueden ser referencias adecuadas.

Las entradas de la Tabla 13.6-1 para tuberías listaron previamente el factor de amplificación relacionado con la respuesta de los sistemas de tuberías como rígido ( $ap = 1.0$ ) y valores para los factores de modificación de respuesta de los componentes más bajos que en la tabla actual. Sin embargo, se comprendió que la mayoría de los sistemas de tuberías son flexibles y que los valores del factor de amplificación deberían reflejar este hecho; por lo tanto,  $ap$  se incrementó a 2,5 y los valores de  $R_p$  se ajustaron en consecuencia, de modo que  $ap=R_p$  sigue siendo más o menos coherente con las disposiciones anteriores.

Aunque el diseño sísmico de acuerdo con la Sección 13.6.8 generalmente asegura que las fuerzas sísmicas efectivas no fallan en la tubería, los desplazamientos sísmicos pueden subestimarse de tal manera que podría ocurrir un impacto con componentes estructurales, mecánicos o eléctricos cercanos. En casos marginales, puede ser recomendable proteger la tubería con placas envolventes donde puedan ocurrir impactos, incluso en apoyos separados. En algunos casos, el aislamiento también puede servir para proteger la tubería de daños por impacto. Los sistemas de tuberías generalmente están diseñados para contener la presión, y las tuberías diseñadas con un factor de seguridad de tres o más contra fallas de presión (ruptura) pueden ser inherentemente lo suficientemente robustas para resistir el impacto con estructuras cercanas, equipos y otras tuberías, particularmente si la tubería está aislada. La tubería que tiene un espesor de pared inferior al peso estándar puede requerir la evaluación de los efectos del impacto localmente en la pared de la tubería y puede requerir medios para proteger la pared de la tubería.

Por lo general, es preferible que las tuberías estén detalladas para adaptarse a los desplazamientos sísmicos relativos entre el primer soporte sísmico aguas arriba o aguas abajo de las conexiones y otros componentes o cabezales soportados sísmicamente. Esta acomodación se logra preferiblemente por medio de la flexibilidad de la tubería o, cuando la flexibilidad de la tubería no es posible, soportes flexibles. Las tuberías que no se detallan de otro modo para adaptarse a tales desplazamientos relativos sísmicos deben estar provistas de conexiones que tengan suficiente flexibilidad en el elemento de conexión o en el componente o cabezal para evitar fallas en las tuberías. La opción de usar un elemento de conexión flexible puede ser menos deseable debido a la necesidad de mayores esfuerzos de mantenimiento para asegurar el funcionamiento adecuado continuo del elemento flexible.

Los acoplamientos ranurados, las juntas esféricas, los accesorios de compresión con juntas elásticas, otras conexiones de tipo articulado, las juntas de expansión de fuelle y las mangueras metálicas flexibles se utilizan en muchos sistemas de tuberías y pueden servir para aumentar la capacidad de diseño de deflexión lateral y rotacional de las conexiones de tuberías.

Los acoplamientos ranurados se clasifican como rígidos o flexibles. Los acoplamientos ranurados flexibles demuestran una capacidad de rotación libre limitada. La capacidad de rotación libre es el ángulo de articulación máximo en el que la conexión se comporta esencialmente como una unión articulada con rigidez limitada o despreciable. La capacidad de rotación restante de la conexión está asociada con el comportamiento de la junta convencional, y las demandas de fuerza de diseño en la conexión se determinan por medios tradicionales.

Los acoplamientos rígidos se utilizan normalmente para aplicaciones de alta presión y, por lo general, se supone que son más rígidos que la tubería. Alternativamente, el acoplamiento rígido puede exhibir rigidez rotacional bilineal con la rigidez rotacional inicial afectada por la instalación.

Las flexibilidades de los acoplamientos varían significativamente entre los fabricantes, particularmente en el caso de los acoplamientos rígidos. Los datos del fabricante pueden estar disponibles. Los procedimientos de toda la industria para la determinación de la flexibilidad del acoplamiento no están disponibles actualmente; sin embargo, se puede encontrar alguna guía para los acoplamientos en las disposiciones para tuberías de rociadores contra incendios, donde los acoplamientos ranurados se clasifican como rígidos o flexibles sobre la base de requisitos específicos de movimiento angular. En la Sección 3.5.4 de NFPA (2007), los acoplamientos flexibles se definen de la siguiente manera:

Un acoplamiento o accesorio listado que permite el desplazamiento axial, la rotación y al menos 1 grado de movimiento angular de la tubería sin inducir daño a la tubería. Para diámetros de tubería de 8 pulgadas (203,2 mm) y mayores, se permitirá que el movimiento angular sea menor de 1 grado pero no menor de 0,5 grados.

Los acoplamientos que se determina que son flexibles sobre esta base se enumeran en FM Global (2007) o UL (2004).

Las pruebas de componentes de tuberías sugieren que la capacidad de ductilidad de las uniones de componentes de tuberías ranuradas flexibles y roscadas de acero al carbono oscila entre 1,4 y 3,0, lo que implica una intensificación de la tensión efectiva de aproximadamente 2,5. Estos tipos de conexiones se han clasificado como de deformabilidad limitada, y los sistemas de tuberías con estas conexiones tienen valores de  $R_p$  más bajos que las tuberías con uniones soldadas o soldadas.

Los esfuerzos permisibles para tuberías construidas con materiales dúctiles que se supone que son materiales con alta deformabilidad y que no están diseñados de acuerdo con una norma aplicable o una base de diseño reconocida, se basan en valores consistentes con las normas de tuberías industriales y acero estructural para materiales de tuberías comparables.

Las tensiones admisibles para tuberías construidas con materiales de baja deformabilidad y no diseñadas de acuerdo con una norma aplicable o una base de diseño reconocida, se derivan de valores consistentes con las normas ASME para materiales de tubería comparables.

Para los materiales de tubería típicos, las tensiones de la tubería pueden no ser el parámetro determinante para determinar la suspensión y otros espacios de soporte. Otras consideraciones, como la capacidad del colgador y otras conexiones de soporte a la estructura, los límites de los desplazamientos laterales entre los colgadores y otros soportes para evitar impactos, la necesidad de limitar el hundimiento de la tubería entre los colgadores para evitar la acumulación de gases de condensación y la cargas en el equipo conectado, pueden regir el diseño. No obstante, las tablas de tramos sísmicos, basadas en esfuerzos límite y desplazamientos en la tubería, pueden ser un complemento útil para establecer ubicaciones de soporte sísmico.

Las cargas de servicio de presión y temperatura de los sistemas de tuberías también deben considerarse junto con las cargas de inercia sísmica.

La posibilidad de temperaturas ambiente bajas y de funcionamiento inferiores a la temperatura ambiente debe tenerse en cuenta en la designación de los materiales del sistema de tuberías como de deformabilidad alta o baja.

A menudo se puede suponer una alta deformabilidad para los aceros, en particular los materiales listados por ASME que operan a altas temperaturas, el cobre y las aleaciones de cobre y el aluminio. Se debe suponer una baja deformabilidad para cualquier material de tubería que muestre un comportamiento quebradizo, como vidrio, cerámica y muchos plásticos.

Las tuberías deben diseñarse para adaptarse a los desplazamientos relativos entre el primer soporte rígido de tuberías y las conexiones a los equipos o cabezales de tuberías que a menudo se supone que son anclajes.

Salvo tal diseño, el equipo o la conexión del cabezal podrían diseñarse para tener suficiente flexibilidad para evitar fallas. La especificación de tales conexiones flexibles debe considerar la necesidad de mantenimiento de la conexión.

Cuando sea apropiado, se recomienda un recorrido por el sistema de tuberías finalmente instalado por parte de un profesional experimentado en diseño familiarizado con el diseño sísmico, particularmente para tuberías con un tamaño nominal de tubería superior a 6 pulg. (152,4 mm), tuberías de alta presión, tuberías que funcionan a más altas que la temperatura ambiente y tuberías que contienen materiales peligrosos. La necesidad de un recorrido también puede estar relacionada con el alcance, la función y la complejidad del sistema de tuberías, así como con el rendimiento esperado de la instalación. Además de proporcionar una revisión de la ubicación, la orientación y la fijación de la restricción sísmica a la estructura, el recorrido verifica que existe la separación requerida entre la tubería y las estructuras cercanas, el equipo y otras tuberías en la condición de construcción.

C13.6.7.1 Sistemas de tuberías a presión ASME. En la Tabla 13.6-1, los valores Rp aumentados enumerados para los sistemas de tuberías que cumplen con ASME B31 pretenden reflejar los requisitos más rigurosos de diseño, construcción y control de calidad, así como las tensiones intensificadas asociadas con los diseños ASME B31.

Los materiales que cumplen con los requisitos de dureza de ASME pueden ser considerados materiales de alta deformabilidad.

C13.6.7.2 Sistemas de tuberías de rociadores de protección contra incendios. Los procedimientos de diseño lateral de NFPA (2007) han sido revisados para que sean consistentes con el enfoque de diseño ASCE/SEI 7 mientras se conservan los conceptos tradicionales de diseño de sistemas de rociadores. Utilizando valores límite superiores conservadores de los diversos parámetros de diseño, se desarrolló un coeficiente de fuerza lateral único,  $C_p$ . Es una función del parámetro de respuesta de período corto mapeado  $S_s$ . Las tensiones en la tubería y las conexiones se controlan limitando la reacción máxima en los puntos de arrastre en función del diámetro de la tubería.

Otros componentes de los sistemas de protección contra incendios, por ejemplo, bombas y paneles de control, están sujetos a los requisitos generales de ASCE/SEI 7.

La experiencia ha demostrado que la interacción de otros componentes no estructurales y las gotas y puntas de los rociadores es una fuente importante de daños y puede provocar daños indirectos graves y comprometer el rendimiento del sistema de protección contra incendios.

El espacio libre entre las gotas de rociadores y las ramitas y otros componentes no estructurales debe abordarse más allá de NFPA 13. El valor mínimo de espacio libre proporcionado se basa en observaciones de juicio en terremotos pasados. No es la intención de este comité exigir que los sistemas de rociadores se modifiquen en el campo para adaptarse a estos espacios libres instalados si se instalan soportes o equipos después de instalar el sistema de rociadores (es decir, la carga no debe recaer necesariamente en el contratista de rociadores para hacer que el campo modifique). La intención de este comité es que la instalación de equipos, sistemas de distribución, soportes y sistemas de rociadores contra incendios conectados permanentemente se coordine de manera que se mantenga el espacio libre mínimo después de su instalación.

A medida que los sistemas de información de construcción se usan más ampliamente y los componentes y sistemas no estructurales se detallan en la fase de diseño del proyecto, el mantenimiento de estas holguras debería ser más fácil de garantizar por diseño.

C13.6.7.3 Excepciones. Las condiciones bajo las cuales se pueden dispensar los requisitos de fuerza de la Sección 13.3 se basan en el desempeño observado en terremotos pasados. Los límites de la caída máxima del colgador o trapecio (longitud de la barra del colgador) deben ser cumplidos por todos los colgadores o trapejos que sopportan el sistema de tuberías.

Ver comentarios adicionales en la Sección C13.1.4.

C13.6.9 Líneas de Servicios Públicos y de Servicios. Para las instalaciones esenciales (categoría de riesgo IV), se recomiendan fuentes auxiliares de servicios eléctricos y mecánicos en el sitio.

Cuando las líneas de servicios públicos pasen a través de la interfaz de estructuras independientes adyacentes, deben detallarse para acomodar el desplazamiento diferencial calculado de acuerdo con la Sección 13.3.2 e incluyendo el factor Cd de la Sección 12.2.1.

Como se especifica en la Sección 13.1.3, las tuberías no esenciales cuya falla podría dañar los servicios básicos en caso de ruptura de la tubería pueden considerarse sistemas sísmicos designados.

C13.6.10 Calderas y Recipientes a Presión. La experiencia en terremotos pasados ha demostrado que las calderas y los recipientes a presión son robustos y funcionan bien con fuertes movimientos del suelo.

Se ha demostrado que la construcción de acuerdo con los requisitos actuales del Código de recipientes a presión y calderas de ASME (ASME BPVC) es eficaz para limitar los daños y evitar la pérdida de contención de fluidos en calderas y recipientes a presión en condiciones sísmicas. Es, por tanto, la intención de la norma

que se utilicen códigos reconocidos a nivel nacional para diseñar calderas y recipientes a presión siempre que la fuerza sísmica y las demandas de desplazamiento sean iguales o excedan las descritas en la Sección 13.3. Cuando los códigos reconocidos a nivel nacional aún no incorporan requisitos de fuerza y desplazamiento comparables a los requisitos de la Sección 13.3, la intención es, no obstante, utilizar los criterios de aceptación de diseño y las prácticas de construcción de esos códigos.

C13.6.11 Requisitos de diseño de ascensores y escaleras mecánicas. El Código de seguridad para ascensores y escaleras mecánicas de ASME (ASME A17.1) ha adoptado muchos requisitos para mejorar la respuesta sísmica de los ascensores; sin embargo, no se aplican a algunas regiones cubiertas por este capítulo. Estos cambios son para ampliar los requisitos de fuerza para que los ascensores sean consistente con la norma.

#### C13.6.11.3 Controles sísmicos para ascensores. ASME A17.1

La Sección 8.4.10.1.2 especifica los requisitos para la ubicación y la sensibilidad de los interruptores sísmicos para lograr los siguientes objetivos: (a) apagado seguro en caso de un terremoto lo suficientemente severo como para afectar las operaciones del elevador, (b) reactivación rápida y segura de los ascensores después de un terremoto, y (c) evitar las paradas involuntarias de los ascensores. Este nivel de seguridad se logra al requerir que los interruptores estén en o cerca de la sala de equipos del elevador, al usar interruptores ubicados en o cerca de las columnas del edificio que respondan a las aceleraciones verticales que resultarían de las ondas P y S, y al establecer la sensibilidad de los interruptores a un nivel que evite apagados falsos debido a fuentes de vibración no sísmicas. Los niveles de activación para los interruptores con sensibilidad horizontal (para los casos en los que el interruptor no se puede ubicar cerca de una columna) se basan en la experiencia con hospitales de California en el terremoto de Northridge de 1994. Los ascensores en los que el interruptor sísmico y el dispositivo de descarrilamiento de contrapeso se han activado no deben volver a ponerse en servicio sin una inspección completa. Sin embargo, en el caso de que la pérdida de uso del ascensor cree un peligro para la seguridad de la vida, se puede intentar volver a poner el ascensor en servicio. Operar el elevador antes de la inspección puede causar daños severos al elevador o a sus componentes.

El propietario del edificio debe tener procedimientos detallados por escrito que definan para el operador del ascensor y/o el personal de mantenimiento qué ascensores en la instalación son necesarios desde una perspectiva de seguridad humana posterior al terremoto. Se recomienda enfáticamente que estos procedimientos estén implementados, con la capacitación adecuada del personal, antes de que ocurra un evento que sea lo suficientemente fuerte como para activar el interruptor sísmico.

C13.6.11.4 Placas de retención. El uso de placas de retención es una disposición de bajo costo para mejorar la respuesta sísmica de los ascensores.

C13.6.12 Paneles solares en la azotea. Los paneles solares de techo sin fijación positiva a la estructura del techo se limitan a paneles de bajo perfil con una baja relación altura-profundidad que responden deslizándose sobre la superficie del techo sin volcarse. La cantidad de pendiente del techo es limitada porque los estudios muestran que los paneles en superficies inclinadas tienden a desplazarse en la dirección de la pendiente descendente cuando se someten a sacudidas sísmicas, y el desplazamiento aumenta con una mayor pendiente del techo.

El diseño de paneles basado en el desplazamiento incluye verificar que el panel permanezca seguro si se desplaza. Se debe verificar que haya capacidad de techo para soportar el peso del panel desplazado y que el cableado al panel pueda acomodar el desplazamiento del panel de diseño sin daños.

ecuación (13.6-1) asume conservadoramente un coeficiente mínimo de fricción entre el panel solar y el techo de 0.4. En regiones de clima frío, se deben considerar los efectos sobre el coeficiente de fricción para las categorías de diseño sísmico D, E y F.

La interconexión estructural entre las partes de un panel debe tener una resistencia de diseño adecuada, en tensión o compresión, y

rigidez para tener en cuenta la posibilidad de que la resistencia por fricción al deslizamiento sea diferente en algunas partes del panel como resultado de la variación de la fuerza normal y los valores instantáneos reales del coeficiente de fricción para un material de superficie de techo determinado.

El requisito de que el panel suelto esté delimitado por un bordillo o parapeto generalmente se satisface con un bordillo en el borde del techo. En lugar de estar delimitado por bordillos o parapetos en los bordes del techo y las compensaciones, el panel se puede retraer a una distancia mayor del borde.

Schellenberg et al. informan sobre estudios analíticos y experimentales de la respuesta sísmica de paneles solares independientes. (2012) y Maffei et al. (2013).

La prueba de la mesa vibratoria y el análisis de la historia del tiempo no lineal también se pueden usar para predecir los desplazamientos del panel; sin embargo, para paneles sueltos, es necesario utilizar movimientos de entrada apropiados para predecir el desplazamiento deslizante, que puede verse afectado por el contenido en el rango de baja frecuencia. Consulte SEAOC (2012) para obtener orientación sobre el desempeño de dichas pruebas y análisis.

C13.6.13 Otros componentes mecánicos y eléctricos. Las propiedades del material establecidas en el punto 2 de esta sección son similares a las permitidas en ASME BPVC y reflejan los altos factores de seguridad necesarios para cargas sísmicas, de servicio y ambientales.

## REFERENCIAS

- Instituto Americano del Concreto (ACI). (2007). "Cualificación de anclajes mecánicos postinstalados en hormigón y comentario." ACI 355.2, ACI, Farmington Hills, MI.
- ACI. (2014). "Requisitos del código de construcción para hormigón estructural y comentarios". ACI 318, ACI, Farmington Hills, MI.
- Instituto Nacional Estadounidense de Estándares/Asociación Nacional de Contratistas de Hojas de Metal y Aire Acondicionado (ANSI/SMACNA). (2000). "Manual de contención sísmica: Directrices para sistemas mecánicos". ANSI/SMACNA 001, Chantilly, VA.
- ASCE. (2011). Lineamientos para evaluación sísmica y diseño de instalaciones petroquímicas instalaciones, 2<sup>a</sup> ed. ASCE, Reston, VA.
- Sociedad Estadounidense de Ingenieros de Calefacción, Refrigeración y Aire Acondicionado (ASHRAE). (2000). Guía práctica de contención sísmica, RP-812. ASHRAE, Atlanta, GA.
- Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME). (2007). "Código de seguridad para ascensores y escaleras mecánicas." A17.1, ASME, Nueva York.
- COMO YO. (2010a). "Código de calderas y recipientes a presión". ASME, Nueva York.
- COMO YO. (2010b). "Estándar para el diseño sísmico y reacondicionamiento de los anteriores sistemas de tuberías a tierra". ASME, Nueva York.
- ANCO Ingenieros, Inc. (1983). "Evaluación del riesgo sísmico de componentes no estructurales —Fase I". Informe final para la Fundación Nacional de Ciencias de ANCO Engineers, Inc., Culver City, CA, septiembre.
- ASTM International. (2004). "Especificación estándar para la fabricación, el rendimiento y las pruebas de sistemas de suspensión de metal para plafones acústicos de losetas y paneles colados". ASTM C635, West Conshohocken, Pensilvania.
- ASTM. (2014a). "Práctica estándar para la instalación de sistemas de suspensión de techo para losetas acústicas y paneles de colocación para áreas sujetas a movimientos sísmicos". ASTM E580/E580M-14, West Conshohocken, Pensilvania.
- ASTM. (2014b). "Guía estándar para acristalamiento sellador estructural". ASTM C1401, West Conshohocken, Pensilvania.
- Bachman, RE y Dowty, SM (2008). "¿Componente no estructural o estructura no edificable?" edificio Seguridad J. (abril-mayo).
- Bachman, RE, Drake, RM y Richter, PJ (1993). "Actualización de 1994 a las disposiciones del NEHRP de 1991 para componentes y sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos". Informe de carta al Centro Nacional de Investigación de Ingeniería Sísmica, 22 de febrero de 1993.
- Bouwkamp, JG y Meehan, JF (1960). "Limitaciones a la deriva impuestas por el vidrio". proc. Segunda Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, Tokio, 1763–1778.
- Comisión Real de Terremotos de Canterbury. (2012). "El rendimiento de los edificios de Christchurch CBD". Informe final, 2, 88–106, Canterbury, Wellington, Reino Unido.
- Dowell, RK y Johnson, TP (2013). "Evaluación de factores de sobrerresistencia sísmica para anclaje en concreto a través de pruebas dinámicas de mesa vibratoria". Informe No. SERP – 13/09, Universidad Estatal de San Diego, CA.
- FM Global. (2007). Norma aprobada para acoplamientos de tuberías y accesorios para sistemas de protección contra incendios en superficie. [ÿhttp://www.fmglobal.com/assets/pdf/fmapprovals/1920.pdf](http://www.fmglobal.com/assets/pdf/fmapprovals/1920.pdf) ÿ.
- Consejo Internacional de Códigos (ICC). (1976). Código de construcción uniforme, Whittier, CALIFORNIA.
- Instituto de Ingenieros Eléctricos y Electrónicos, Inc. (IEEE). (2005). "Prácticas recomendadas por IEEE para el diseño sísmico de subestaciones" IEEE 693-2005, Piscataway, NJ.
- Servicio de Evaluación del Consejo Internacional de Códigos (ICC-ES). (2010). "Cualificación sísmica mediante pruebas de mesa vibratoria de componentes y sistemas no estructurales". ICC-ES AC156, Whittier, CA.
- ICC-ES. (2012a). "Criterios de aceptación de anclajes adhesivos en mampostería elementos." ICC-ES AC58, Whittier, CA.
- ICC-ES. (2012b). "Criterios de aceptación para anclajes de expansión en mampostería elementos." ICC-ES AC01, Whittier, CA.
- ICC-ES. (2012c). "Criterios de aceptación de anclajes mecánicos en hormigón elementos." ICC-ES AC193, Whittier, CA.
- ICC-ES. (2012d). "Criterios de aceptación de anclajes adhesivos post-instalados en elementos concretos." ICC-ES AC308, Whittier, CA.
- ICC-ES. (2012e). "Criterios de aceptación para sujetadores pretaladrados (anclajes con tornillos) en mampostería". ICC-ES AC106, Whittier, CA.
- Kehoe, B. y Hachem, M. (2003). "Procedimientos para estimar aceleraciones de piso". ATC 29-2, Actas del Seminario sobre diseño sísmico, desempeño y reconversión de componentes no estructurales en instalaciones críticas, Newport Beach, CA, 361–374.
- Maffei, J., Fathali, S., Telleen, K., Ward, R. y Schellenberg, A. (2013). "Diseño sísmico de paneles solares con balasto en techos de baja pendiente". J. Estructura. Ing., doi: [10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000865](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000865).
- Sociedad de Normalización de Fabricantes de la Industria de Válvulas y Accesorios (MSS). (2001). "Arriostramiento para sistemas de tuberías sísmico-viento-dinámico diseño, selección, aplicación". MSS SP-127, MSS, Viena, VA.
- Programa Nacional de Reducción de Riesgos de Terremotos (NEHRP). (2009). NEHRP recomendó provisiones para regulaciones sísmicas para nuevos edificios y otras estructuras, NEHRP, Washington, DC.
- Asociación Nacional de Protección contra Incendios (NFPA). (2007). "Norma para la instalación de sistemas de rociadores". NFPA 13, NFPA, Quincy, MA.
- NFPA. (2011). "Código eléctrico nacional". NFPA 70, NFPA, Quincy, MA.
- Red de Simulación de Ingeniería Sísmica (NEES). (2011). "Desempeño del sistema de construcción estructural y no estructural a gran escala durante un terremoto y un incendio posterior al terremoto". [ÿhttp://nees.ucsd.edu/projects/2011-five story/ÿ](http://nees.ucsd.edu/projects/2011-five-story/)
- Rahmanishamsi, E., Soroushian, S. y Maragakis, E. (2014). "Respuesta sísmica de sistemas de techo/tubería/partición en experimentos a nivel de sistema NEESR-GC". Proc. Congreso de Estructuras de la ASCE, Boston.
- Schellenberg, A., Maffei, J., Miller, K., Williams, M., Ward, R. y Dent, M. (2012). "Pruebas de mesa vibratoria de paneles solares de techo independientes: informe provisional, subtarea 4.1". Informe SunLink/Rutherford & Chekene para la Iniciativa Solar de California [ÿwww.gosolarcalifornia.org/csiy](http://www.gosolarcalifornia.org/csiy), Sacramento, CA.
- Asociación de Hojas de Vidrio de Japón. (mil novecientos ochenta y dos). Diseño de ventanas de seguridad contra terremotos, SGAJ, Tokio.
- Asociación Nacional de Contratistas de Chapistería y Aire Acondicionado (SMACNA). (2008). Manual de restricción sísmica: Directrices para sistemas mecánicos, 3.<sup>a</sup> edición, SMACNA, Chantilly, VA.
- Soroushian, S., et al. (2014). "Un estudio comparativo de experimentos a nivel de sistema y subsistema de sistemas de techos suspendidos", Proc. Décima Conferencia Nacional de Estados Unidos sobre Ingeniería Sísmica, Anchorage, AK.
- Soroushian, S., Reinhorn, A., Rahmanishamsi, E., Ryu, K. y Maragakis, M. (2012). "Respuesta sísmica de sistemas no estructurales de tuberías de rociadores/cielo raso en pruebas colaborativas NEES TIPS/NEES no estructurales/NIED en un edificio de 5 pisos a gran escala", Proc. Congreso de Estructuras de la ASCE, Chicago.
- Soulages, JR y Weir, R. (2011). "Pruebas cíclicas de trapezios de tubería con conjuntos de suspensión rígidos", Proc. 80a Convención Anual de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, Las Vegas, NV.
- Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). (1999). Requisitos de fuerza lateral recomendados y comentarios, SEAOC, Sacramento, CA.
- SEAOC. (2012). "Requisitos sísmicos estructurales y comentarios para paneles solares fotovoltaicos en la azotea". Informe SEAOC-PV1-2012, SEAOC, agosto.
- Underwriter Laboratories (UL). (2004). "Accesorios con juntas de goma para el servicio de protección contra incendios". UL 213, Northbrook, IL.
- Departamento de Defensa de los Estados Unidos (DOD). (2007). "Diseño sísmico para edificios". UFC 3-310-04, DOD, Criterios de instalaciones unificadas, Washington, DC.
- Ejército EE.UU. (1986). "Pautas de diseño sísmico para edificios esenciales". TM 5-809-1, Departamentos Conjuntos del Ejército, la Armada y la Fuerza Aérea, Washington, DC.
- Wright, PD (1989). "El desarrollo de un procedimiento y equipo para probar la resistencia al trastego del acristalamiento de muro cortina". Informe de estudio 17 de BRANZ, Asociación de Investigación de Construcción de Nueva Zelanda (BRANZ), Porirua, Nueva Zelanda.

## OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

- ACI. (2011a). "Requisitos y especificaciones del código de construcción para estructuras de mampostería y comentarios relacionados". ACI 530/530.1, ACI, Farmington Hills, MI.
- ACI. (2011b). "Requisitos del código de construcción para hormigón estructural y comentarios". ACI 318, ACI, Farmington Hills, MI.
- ACI. (2011c). "Cualificación de anclajes adhesivos postinstalados en hormigón y comentario." ACI 355.4, ACI, Farmington Hills, MI.
- ASTM Internacional. (2007). "Especificación estándar para la fabricación, el rendimiento y las pruebas de sistemas de suspensión de metal para cielos rasos acústicos de losetas y paneles colocados". ASTM C635/C635M, West Conshohocken, Pensilvania.
- ASTM. (2013a). "Especificación estándar para la fabricación, el rendimiento y las pruebas de sistemas de suspensión de metal para cielos rasos acústicos de losetas y paneles colocados". ASTM C635/C635M-13a, West Conshohocken, Pensilvania.
- ASTM. (2013b). "Práctica estándar para la instalación de sistemas de suspensión de techos metálicos para losetas acústicas y paneles de colocación". ASTM C636/C636M-13, West Conshohocken, Pensilvania.
- Bachman, R.E y Drake, RM (1996). "Un estudio para validar empíricamente los factores de modificación de la respuesta de los componentes en las ecuaciones de fuerza de diseño de las disposiciones del NEHRP de 1994 para componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos". Informe de carta al Centro Nacional de Investigación de Ingeniería Sísmica, julio.
- Bachman, RE, Drake, RM y Richter, PJ (1993). "Actualización de 1994 a las Disposiciones NEHRP de 1991 para componentes y sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos". Informe de carta al Centro Nacional de Investigación de Ingeniería Sísmica, 22 de febrero.
- Behr, RA y Belarbi, A. (1996). "Métodos de ensayo sísmico para arquitectura sistemas de acristalamiento". Tierraq. Espectros, 12(1), 129–143.
- Behr, RA, Belarbi, A. y Brown, AT (1995). "Rendimiento sísmico del vidrio arquitectónico en un sistema de pared de escaparate". Tierraq. Espectros, 11(3), 367–391.
- Drake, RM y Bachman, RE (1994). "Disposiciones NEHRP de 1994 para componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos". proc. 5<sup>a</sup> Conferencia Nacional de Estados Unidos sobre Ingeniería Sísmica, Chicago.
- Drake, RM y Bachman, RE (1995). "Interpretación de datos sísmicos de construcción instrumentados e implicaciones para los códigos de construcción". proc. 1995 Convención Anual SEAOC, Squaw Creek, CA.
- Drake, RM y Bachman, RE (1996). "Disposiciones NEHRP para 1994 para componentes no estructurales". J. Arco. Ing., 2(1), 26–31.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), FEMA E-74 Reducción de los riesgos de daños por terremotos no estructurales: una guía práctica, 4.<sup>a</sup> edición, FEMA, diciembre de 2012, 6-144–6-153.
- Fleischmann, RB, Restrepo, JI y Pampanin, S. (2014). "Evaluaciones de daños de estructuras de hormigón prefabricado en la secuencia del terremoto de Canterbury de 2010–2011", EERI Earthq. Espectros, 30(1), 277–306.
- Gates, WE y McGavin, G. (1998). "Lecciones aprendidas del terremoto de Northridge de 1994 sobre la vulnerabilidad de los sistemas no estructurales", proc. seminario sobre diseño sísmico, reacondicionamiento y desempeño de componentes no estructurales, ATC-29-1, Consejo de Tecnología Aplicada, Redwood City, CA, 93–101.
- Haroun, MA y Housner, GW (1981). "Diseño sísmico de tanques de almacenamiento de líquidos". J. Tecnología. Consejos de ASCE, 107(1), 191–207.
- Higgins, C. (2009) "Rendimiento de escaleras de acero prefabricadas bajo cargas sísmicas y de gravedad combinadas", J. Struct. Ing., doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445 \(2009\)135:2\(122\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:2(122)), 122–129.
- Pantelides, CP, Truman, KZ, Behr, RA y Belarbi, A. (1996). "Desarrollo de un historial de carga para pruebas sísmicas de vidrio arquitectónico en un sistema de pared de escaparate". Ing. Struct., 18(12), 917–935.
- Pantoli, E., Chen, M., Hutchinson, T., Underwood, G. y Hildebrand, M. (2013). "Pruebas de mesa vibratoria de un edificio de cinco pisos a gran escala: rendimiento sísmico de paneles de revestimiento de hormigón prefabricado", 4.<sup>a</sup> Conferencia temática ECCOMAS sobre métodos computacionales en dinámica estructural e ingeniería sísmica (COMPDYN 2013), isla de Kos, Grecia, del 12 al 14 de junio .
- Trautner, C., Hutchinson, T., Grosser, P. (2014). "Comportamiento cíclico de las conexiones de la placa base estructural con falla de fijación dúctil: resultados de las pruebas de los componentes", 10<sup>a</sup> Conferencia Nacional de EE. UU. sobre Ingeniería Sísmica, Anchorage, AK.

## CAPÍTULO C14

## DISEÑO SÍSMICO ESPECÍFICO DEL MATERIAL Y REQUISITOS DE DETALLE

Debido a que se espera que la carga sísmica provoque un comportamiento no lineal en las estructuras, los criterios de diseño sísmico requieren no solo disposiciones para controlar la carga, sino también disposiciones para definir las configuraciones, conexiones y detalles requeridos para producir un comportamiento del material y del sistema consistente con los supuestos de diseño. Por lo tanto, aunque ASCE/SEI 7-10 es principalmente un estándar de carga, se requiere el cumplimiento del Capítulo 14, que cubre el diseño y los detalles sísmicos específicos del material. En general, el Capítulo 14 adopta el diseño de materiales y los estándares detallados desarrollados por organizaciones de estándares de materiales. Estas organizaciones de estándares materiales mantienen comentarios completos que cubren sus estándares, y dicho material no se duplica aquí.

## C14.0 ALCANCE

La declaración de alcance en esta sección aclara que los elementos de cimentación están sujetos a todos los requisitos de diseño estructural de la norma.

## C14.1 ACERO

C14.1.1 Documentos de referencia. Esta sección enumera una serie de normas estructurales publicadas por el Instituto Estadounidense de Construcción en Acero (AISC), el Instituto Estadounidense del Hierro y el Acero (AISI), la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE/SEI), el Instituto de Cubiertas de Acero (SDI), y el Steel Joist Institute (SJI), que se aplicarán en el diseño sísmico de elementos y conexiones de acero junto con los requisitos de ASCE/SEI 7. Las referencias AISC están disponibles sin cargo en formato electrónico en [www.aisc.org](http://www.aisc.org); las referencias AISI están disponibles en [www.steel.org](http://www.steel.org); las referencias SDI están disponibles como descarga gratuita en [www.sdi.org](http://www.sdi.org); y las referencias SJI están disponibles como descarga gratuita en [www.steeljoist.org](http://www.steeljoist.org).

## C14.1.2 Acero Estructural

C14.1.2.1 Generalidades. Esta sección adopta AISC 360 (2016) por referencia directa. La especificación se aplica al diseño del sistema de acero estructural o sistemas con acero estructural actuando de forma mixta con hormigón armado. En particular, el documento establece criterios para el diseño, fabricación y erección de edificios de acero estructural y otras estructuras, donde otras estructuras se definen como estructuras diseñadas, fabricadas y erigidas de manera similar a los edificios, con carga vertical y lateral similar a la de un edificio. -elementos resistentes. El documento incluye un extenso comentario.

## C14.1.2.2 Requisitos sísmicos para estructuras de acero estructural

C14.1.2.2.1 Categorías de diseño sísmico B y C. Para las Categorías de diseño sísmico (SDC) B y C inferiores, hay una variedad de opciones disponibles en el diseño de un lateral de acero estructural.

sistema resistente a la fuerza. La primera opción es diseñar la estructura para cumplir con los requisitos de diseño y detallado en AISC 341 (2016) para estructuras asignadas a SDC más altos, con los parámetros de diseño sísmico correspondientes ( $R$ ,  $\gamma_0$  y  $C_d$ ). La segunda opción, presentada en la excepción, es utilizar un factor  $R$  de 3 (lo que da como resultado un cortante base aumentado), un  $\gamma_0$  de 3 y un valor  $C_d$  de 3 pero sin el diseño sísmico específico y los detalles requeridos en AISC 341 (2016). El concepto básico que subyace en esta opción es que el diseño para una fuerza cortante base más alta da como resultado una respuesta esencialmente elástica que compensa la ductilidad limitada de los miembros y las conexiones. El rendimiento resultante se considera comparable al de sistemas más dúctiles.

C14.1.2.2.2 Categorías de diseño sísmico D a F. Para los SDC más altos, el ingeniero debe seguir las disposiciones de diseño sísmico de AISC 341 (2016) usando los parámetros de diseño sísmico especificados para el sistema estructural elegido, excepto lo permitido en la Tabla 15.4-1. Para sistemas distintos a los identificados en la Tabla 15.4-1, no se considera apropiado diseñar estructuras sin un diseño y detalles específicos para la respuesta sísmica en estos SDC altos.

## C14.1.3 Acero conformado en frío

C14.1.3.1 Generalidades. Esta sección adopta dos estándares por referencia directa: ANSI/AISI S100, Especificación norteamericana para el diseño de elementos estructurales de acero conformado en frío (2016), y ASCE/SEI 8, Especificación para el diseño de elementos estructurales de acero inoxidable conformado en frío (2002).

Ambos documentos de referencia adoptados tienen límites específicos de aplicabilidad. ANSI/AISI S100 (2016) (Sección A.1.1) se aplica al diseño de miembros estructurales que se forman en frío a partir de láminas, tiras, placas o barras de acero al carbono o de baja aleación de no más de 1 pulgada (25 mm) de espesor. ASCE/SEI 8 (2002) (Sección 1.1.1) rige el diseño de miembros estructurales que se forman en frío para dar forma a partir de láminas, tiras, placas o barras planas de acero inoxidable recocidas y laminadas en frío. Ambos documentos se centran en los elementos de carga de los edificios; sin embargo, se hacen concesiones para aplicaciones en estructuras que no son de edificación, si los efectos dinámicos se consideran apropiadamente.

Dentro de cada documento, hay requisitos relacionados con las disposiciones generales para los tipos de acero aplicables; diseño de elementos, miembros, conjuntos estructurales, conexiones y juntas; y pruebas obligatorias. Además, ANSI/AISI S100 contiene un capítulo sobre el diseño de elementos estructurales de acero conformado en frío y conexiones sometidas a cargas cíclicas. Ambos estándares contienen extensos comentarios.

C14.1.3.2 Requisitos sísmicos para estructuras de acero formadas en frío. Esta sección adopta tres estándares por referencia directa: AISI S100 (2016), ASCE/SEI 8 (2002) y AISI S400 (2015). Elementos de acero y acero inoxidable conformados en frío que

forman parte de un sistema de resistencia a fuerzas sísmicas enumerado en la Tabla 12.2-1 deben detallarse de acuerdo con la norma base apropiada: AISI S100 o ASCE 8.

La sección también adopta una referencia a AISI S400, que incluye disposiciones de diseño adicionales para un sistema específico de resistencia sísmica de acero conformado en frío titulado "acero conformado en frío—marco atornillado especial a momento" o CFS-SBMF. Sato y Uang (2007) han demostrado que este sistema experimenta deformación inelástica en las conexiones atornilladas debido al deslizamiento y la carga durante eventos sísmicos significativos. Para desarrollar el mecanismo designado, se proporcionan requisitos basados en principios de diseño por capacidad para el diseño de vigas, columnas y conexiones asociadas. El documento tiene requisitos específicos para la aplicación de procedimientos de aseguramiento y control de calidad.

#### C14.1.4 Construcción de marco ligero de acero conformado en frío

**C14.1.4.1 Generalidades.** Esta subsección de acero conformado en frío se refiere a la construcción de armazón ligero, que se define como un método de construcción en el que los conjuntos estructurales están formados principalmente por un sistema de elementos estructurales repetitivos de madera o acero conformado en frío o subconjuntos de estos elementos (Sección 11.2 de esta norma). Adopta la Sección I4 de AISI S100 (2016), que dirige al usuario a un conjunto adicional de estándares AISI, incluidos ANSI/AISI S240 y ANSI/AISI S400.

Además, todos estos documentos incluyen comentarios a ayudar a los usuarios en la correcta aplicación de sus requisitos.

**C14.1.4.2 Requisitos sísmicos para la construcción de estructuras ligeras de acero conformado en frío.** Los miembros estructurales de acero conformado en frío y las conexiones en sistemas y diafragmas resistentes a fuerzas sísmicas deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones adicionales de ANSI/AISI S400 en las categorías de diseño sísmico (SDC) D, E o F, o donde sea que la modificación de la respuesta sísmica EI coeficiente, R, utilizado para determinar las fuerzas sísmicas de diseño se toma distinto de 3. En particular, este requisito incluye todas las entradas de la Tabla 12.2-1 de esta norma para "muros de armazón liviano (acero conformado en frío) revestidos con paneles estructurales de madera". ::: o láminas de acero", "muros de estructura ligera con paneles de corte de todos los demás materiales" (p. ej., paneles de yeso y paneles de fibra) y "sistemas de paredes de estructura ligera que utilizan arriostramiento plano".

**C14.1.4.3 Construcción prescriptiva de marco ligero de acero conformado en frío.** Esta sección adopta ANSI/AISI S230, Norma para armazón de acero conformado en frío: método prescriptivo para viviendas unifamiliares y bifamiliares, que se aplica a la construcción de viviendas independientes unifamiliares y bifamiliares, casas adosadas y otras viviendas unifamiliares adosadas no más de dos pisos de altura utilizando prácticas repetitivas de enmarcado en línea (Sección A1). Este documento incluye un comentario para ayudar al usuario en la correcta aplicación de sus requisitos.

**C14.1.5 Diafragmas de cubierta de acero conformado en frío.** Esta sección adopta las normas aplicables para el diseño general de diafragmas de plataforma de acero conformados en frío y techo de acero, piso no compuesto y plataforma de piso compuesto. Los estándares SDI también hacen referencia a ANSI/AISI S100 para los materiales y la determinación de la resistencia de la sección transversal del acero conformado en frío y especifican requisitos adicionales específicos para el diseño y la instalación de plataformas de acero.

Además, el diseño de los diafragmas de plataforma de acero conformados en frío debe basarse en ANSI/AISI S310. Todos los valores de diseño de los sujetadores (soldaduras, tornillos, sujetadores accionados eléctricamente y botones perforadores) para unir una lámina de plataforma a otra lámina de plataforma o para unir la plataforma a los miembros estructurales del edificio deben cumplir con ANSI/AISI S310 o las pruebas específicas prescritas en ANSI/AISI. 310. Todas las propiedades de diseño de sujetadores y diafragmas de plataforma de acero conformados

específicamente incluidos en ANSI/AISI S310 deben ser aprobados para su uso por las autoridades en cuya jurisdicción se lleva a cabo el proyecto de construcción. Las fuerzas de diseño en el plano del diafragma de la plataforma (sísmicas, de viento o de gravedad) deben determinarse según ASCE 7, Sección 12.10.1. Los informes de prueba del fabricante de la plataforma de acero conformado en frío preparados de acuerdo con esta disposición se pueden usar cuando sean adoptados y aprobados por la autoridad que tenga jurisdicción sobre el proyecto de construcción. El Manual de diseño de diafragma producido por el Steel Deck Institute (2015) también es una referencia para los valores de diseño.

Se supone que la plataforma de acero conformado en frío tiene un perfil corrugado que consta de flautas alternas hacia arriba y hacia abajo que se fabrican en varios anchos y alturas. Se permite el uso de láminas metálicas planas como diafragma general del piso o del techo cuando estén diseñadas según principios de ingeniería, pero está fuera del alcance de esta sección. Se pueden usar láminas de metal planas o dobladas como piezas de cierre para pequeños espacios o penetraciones o para la transferencia de corte en distancias cortas en el diafragma de la plataforma donde se consideran las fuerzas de diseño del diafragma.

El análisis del diafragma de la plataforma de acero conformado en frío debe incluir el diseño de los miembros del cordón en el perímetro del diafragma y alrededor de las aberturas interiores del diafragma. Los miembros del cordón pueden ser vigas de acero unidas a la parte inferior de la plataforma de acero diseñadas para una combinación de cargas axiales y momentos de flexión causados por la acción de la gravedad y las cargas laterales.

Cuando las cargas de diseño del diafragma excedan la capacidad de diseño del diafragma de la plataforma de acero desnudo, entonces se deben proporcionar armaduras de acero horizontales o una losa superior de concreto diseñada estructuralmente colocada sobre la plataforma para distribuir las fuerzas laterales. Cuando se utilizan armaduras de acero horizontales, la plataforma de acero conformada en frío debe diseñarse para transferir las fuerzas del diafragma a las armaduras de acero. Cuando se utilice como diafragma una capa superior de hormigón estructural sobre la plataforma, los miembros de la cuerda del diafragma en el perímetro del diafragma y los bordes de las aberturas interiores deben ser (a) acero de refuerzo diseñado para flexión colocado en la capa superior de hormigón estructural o (b) acero vigas ubicadas debajo de la plataforma con conectores (que brindan una conexión positiva) según sea necesario para transferir las fuerzas de corte de diseño entre la capa superior de concreto y las vigas de acero.

**C14.1.7 Cables de acero.** Estas disposiciones hacen referencia a ASCE 19, Aplicaciones estructurales de cables de acero para edificios, para la determinación de la resistencia de diseño de los cables de acero.

**C14.1.8 Requisitos de detalles adicionales para pilotes de acero en las categorías de diseño sísmico D a F.** Se espera que los pilotes de acero utilizados en SDC más altos cedan justo debajo de la tapa del pilote o la cimentación debido a la flexión combinada y la carga axial. Los requisitos de diseño y detalle de AISI 341 para pilotes en H están destinados a producir una formación de rótula plástica estable en los pilotes. Debido a que los pilotes pueden estar sujetos a tensión causada por el momento de vuelco, los medios mecánicos para transferir dicha tensión deben diseñarse para la fuerza de tensión requerida, pero no menos del 10% de la capacidad de compresión del pilote.

## C14.2 CONCRETO

La sección adopta por referencia ACI 318 para diseño y construcción de hormigón estructural. Además, se realizan modificaciones a ACI 318-14 que son necesarias para coordinar las disposiciones de ese estándar de diseño de materiales con las disposiciones de ASCE 7. Se está trabajando para coordinar mejor las disposiciones de los dos documentos (ACI 318 y ASCE 7) como que las disposiciones de la Sección 14.2 se reducirán progresivamente en futuras ediciones de ASCE 7.

**C14.2.2.1 Definiciones.** Dos definiciones incluidas aquí describen tipos de muros para los cuales no existen definiciones actualmente en ACI 318. Estas definiciones son esenciales para la interpretación adecuada de los factores R y Cd para cada tipo de muro especificado en la Tabla 12.2-1.

Se agregó una definición para conector, que actualmente no existe en ACI 318-14. La Sección 12.11 proporciona una alternativa al procedimiento de diseño de diafragma actual de la Sección 12.10. El procedimiento alternativo se hace obligatorio para los diafragmas de hormigón prefabricado en estructuras asignadas a SDC C, D, E o F. La definición de conector es fundamental porque las tres opciones de diseño (BDO, EDO y RDO) están estrechamente relacionadas con la clasificación del conector, y el factor de reducción de la fuerza de diseño del diafragma,  $R_s$ , depende de la opción de diseño.

La definición de conexión en ACI 318-14 también ha sido suplementado, en lo que se refiere a este protocolo.

C14.2.2.2 ACI 318, Sección 10.7.6. ACI 318-14, Sección 10.7.6.1.6, prescribe los detalles del refuerzo transversal alrededor de los pernos de anclaje en la parte superior de una columna o pedestal. Esta modificación prescribe detalles adicionales para el refuerzo transversal alrededor de dichos pernos de anclaje en estructuras asignadas a los SDC C a F.

C14.2.2.3 Alcance. Esta disposición describe cómo se deben interpretar las disposiciones de ACI 318-14 para que sean coherentes con las disposiciones de ASCE 7.

C14.2.2.4 Muros Estructurales Prefabricados Intermedios. Sección 18.5 de ACI 318-14 impone requisitos sobre muros prefabricados para aplicaciones de riesgo sísmico moderado. El comportamiento dúctil se debe asegurar mediante la fluencia de los elementos de acero o el refuerzo entre paneles o entre paneles y cimentaciones. Esta disposición requiere que el diseñador determine la deformación en la conexión correspondiente al desplazamiento de diseño del sismo y luego verifique a partir de datos experimentales que el tipo de conexión utilizado puede acomodar esa deformación sin una degradación significativa de la resistencia.

Se han probado varias conexiones de elementos de acero bajo carga sísmica simulada y se ha demostrado la adecuación de sus características de carga-deformación y capacidad de deformación ([Schultz y Magana 1996](#)). Una de esas conexiones se utilizó en la prueba de construcción de cinco pisos que formaba parte de la investigación de la Fase 3 de Precast Seismic Structural Systems (PRESSS). La conexión se utilizó para proporcionar amortiguación y disipación de energía, y demostró una gran capacidad de deformación ([Nakaki et al. 2001](#)). Desde entonces, se han desarrollado otras conexiones de elementos de acero que pueden lograr resultados similares ([Banks y Stanton 2005](#) y [Nakaki et al. 2005](#)). En vista de estos resultados, es apropiado permitir la fluencia en elementos de acero que han demostrado experimentalmente que tienen una capacidad de deformación adecuada para mantener al menos el 80% de su fuerza de fluencia a través del desplazamiento total de diseño de la estructura.

C14.2.2.6 Cimientos. La intención es que no haya conflictos entre las disposiciones de ACI 318-14, Sección 18.13 y ASCE 7, Secciones 12.1.5, 12.13 y 14.2.

Sin embargo, los requisitos de detalle adicionales para pilotes de concreto de la Sección 14.2.3 pueden generar conflictos con ACI 318-14. provisiones si la pila no está completamente enterrada en el suelo.

C14.2.2.7 Muros de cortante de hormigón simple detallados. Los requisitos de diseño para los muros de mampostería simple existen desde hace muchos años, y el tipo de construcción de hormigón correspondiente es el muro de hormigón simple. Para permitir el uso de tales muros como sistema resistente a fuerzas laterales en los SDC A y B, esta disposición requiere que dichos muros contengan al menos el refuerzo mínimo especificado en ACI 318-14, Sección 14.6.2.2.

C14.2.3 Requisitos de detalles adicionales para pilotes de hormigón. El Capítulo 20 de PCI ([2004](#)) proporciona información detallada sobre el diseño estructural de pilotes y sobre las conexiones pilote-to-cap para pilotes prefabricados de hormigón pretensado. ACI 318-14 no contiene disposiciones que rijan el diseño e instalación de

porciones de pilotes de hormigón, pilares perforados y cajones empotrados en el suelo, excepto las estructuras SDC D, E y F.

C14.2.3.1.2 Refuerzo para pilotes de hormigón sin revestimiento (SDC C). Los requisitos de refuerzo transversal en las posibles zonas de articulación plástica de pilotes de hormigón sin revestimiento en SDC C son una combinación selectiva de dos requisitos de ACI 318-14. En la región de articulación plástica potencial de una columna de pórtico de hormigón resistente a momentos intermedios, el espaciamiento transversal del refuerzo está restringido al mínimo de (1) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña, (2) 24 veces el diámetro de la barra de unión, (3) la mitad de la dimensión de la sección transversal más pequeña de la columna, y (4) 12 pulg. (304,8 mm). Fuera de la posible región de articulación plástica de una columna de marco especial resistente a momento, el espaciamiento del refuerzo transversal está restringido a seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna y 6 pulgadas (152,4 mm), lo que sea menor.

C14.2.3.1.5 Refuerzo para pilotes prefabricados no pretensados (SDC C). Se aclaran los requisitos de refuerzo transversal dentro y fuera de la zona de articulación plástica de pilotes prefabricados no pretensados. El requisito de refuerzo transversal en la zona de articulación plástica potencial es una combinación de dos requisitos de ACI 318-14 (consulte la Sección [C14.2.3.1.2](#)). Fuera de la posible región de bisagra plástica, el espaciamiento transversal del refuerzo está restringido a 16 veces el diámetro de la barra longitudinal. Esta restricción debe permitir que las barras longitudinales alcancen la fluencia por compresión antes de pandearse. El máximo de 8 pulgadas. (203,2 mm) de distancia entre tirantes proviene de las disposiciones actuales del código de construcción para pilotes de hormigón prefabricado.

C14.2.3.1.6 Refuerzo para pilotes prefabricados y pretensados (SDC C). Los requisitos de refuerzo transversal y longitudinal dados en ACI 318-14, Capítulo 21, nunca fueron pensados para elementos delgados de concreto prefabricado y pretensado y dan como resultado pilotes que no se pueden construir. Estos requisitos se basan en el Comité PCI sobre pilotes de hormigón pretensado ([1993](#)).

ecuación (14.2-1), originalmente de ACI 318-14, siempre ha tenido la intención de ser una relación de refuerzo espiral de límite inferior para columnas de mayor diámetro. Es independiente de las propiedades de la sección del miembro y, por lo tanto, se puede aplicar a pilotes de diámetro grande o pequeño. Para pilotes de hormigón colados in situ y pilotes de hormigón pretensado prefabricado, las relaciones de refuerzo en espiral resultantes de esta fórmula se consideran suficientes para proporcionar capacidades de ductilidad moderadas ([Fanous et al. 2007](#)).

Confinamiento completo por Eq. (14.2-1) para los 20 pies (6,1 m) superiores de la longitud del pilote donde las curvaturas son grandes. La cantidad se relaja en un 50% fuera de esa longitud en vista de las curvaturas más bajas y en consideración del confinamiento proporcionado por el suelo.

C14.2.3.2.3 Refuerzo para pilotes de hormigón sin revestimiento (SDC D a F). Los requisitos de refuerzo para pilotes de hormigón sin revestimiento se toman de los requisitos del código de construcción actual y están destinados a proporcionar ductilidad en las posibles zonas de articulación plástica ([Fanous et al. 2007](#)).

C14.2.3.2.5 Refuerzo para pilotes prefabricados no pretensados (SDC D a F). Los requisitos de refuerzo transversal para pilotes de hormigón prefabricado no pretensado se toman de los requisitos de IBC ([ICC 2012](#)) y deben ser adecuados para proporcionar ductilidad en las posibles zonas de rotura plástica ([Fanous et al. 2007](#)).

C14.2.3.2.6 Refuerzo para pilotes prefabricados y pretensados (SDC D a F). Las cantidades reducidas de refuerzo transversal especificadas en esta disposición en comparación con las requeridas para columnas de pórticos especiales resistentes a momento en ACI 318-14 se justifican por los resultados del estudio de Fanous et al. ([2007](#)). el ultimo parrafo

proporciona un refuerzo transversal mínimo fuera de la zona de refuerzo dúctil prescrita.

C14.2.4 Requisitos adicionales de diseño y detallado para diafragmas de hormigón prefabricado. La Sección 12.10.3 introduce un procedimiento alternativo para el cálculo de las fuerzas de diseño del diafragma de las Secciones 12.10.1 y 12.10.2 y se hace obligatorio para los diafragmas de hormigón prefabricado en estructuras asignadas a SDC C, D, E o F. La fuerza de diseño del diafragma Los factores de reducción,  $R_s$ , en la Tabla 12.10-1 para diafragmas de hormigón prefabricado están vinculados específicamente a los requisitos de diseño y detallado para que se logre la ductilidad y la sobrerresistencia necesarias para el rendimiento esperado del diafragma. La Sección 14.2.4 se basa en la Metodología de Diseño Sísmico de Diafragmas (DSDM), el producto de un proyecto de investigación de múltiples universidades denominado Proyecto DSDM ([Charles Pankow Foundation 2014](#)), y brinda requisitos detallados para diafragmas construidos con unidades de hormigón prefabricado en SDC C, D, E o F consistentes con los factores  $R_s$ . Estos requisitos detallados son adicionales a los de ACI 318, modificado por la Sección 14.2. La derivación de los factores de reducción de la fuerza de diseño del diafragma se describe en la Sección de comentarios C12.10.3.5.

La Sección C12.10.3.5 relaciona la ductilidad global requerida por las tres opciones de diseño definidas en la Sección 11.2 con la ductilidad local de los conectores medidos al nivel máximo considerado de terremoto (MCE). La naturaleza articulada de los sistemas prefabricados da como resultado que las trayectorias de carga y las deformaciones estén determinadas en gran medida por las conexiones a través de las juntas. Las conexiones pueden consistir en losas superiores de hormigón armado o conectores mecánicos discretos. Dado que las deformaciones del diafragma se concentran en las juntas, los conectores o el refuerzo en la losa superior deben adaptarse a alguna demanda de deformación.

C14.2.4.1 Niveles de demanda sísmica del diafragma. La Fig. 14.2-1 se usa para determinar el nivel de demanda sísmica del diafragma en función del tramo del diafragma y la relación de aspecto del diafragma.

El tramo del diafragma definido en la Sección 14.2.4.1.1 se ilustra en la Fig. C14.2-1. La mayoría de los diafragmas prefabricados contienen unidades prefabricadas que corren en una sola dirección y, por lo general, el tramo máximo está orientado perpendicularmente a las juntas entre las unidades primarias de piso prefabricado. Las clasificaciones de deformabilidad del conector o del refuerzo y los factores  $R_s$  resultantes se calibran en relación con las aberturas de las juntas entre las unidades de piso prefabricado y, por lo tanto, se basan en la orientación más típica.

La relación de aspecto del diafragma (AR) definida en la Sección 14.2.4.1.2 también se ilustra en la Fig. C14.2-1.

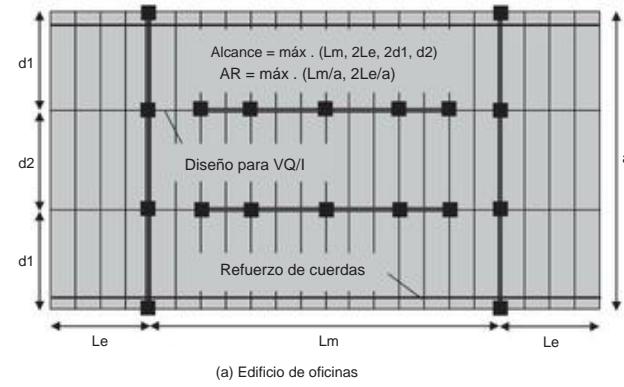
Las siguientes listas proporcionan detalles del nivel de demanda sísmica clasificaciones, determinadas de acuerdo con la Fig. 14.2-1:

#### Bajo nivel de demanda sísmica

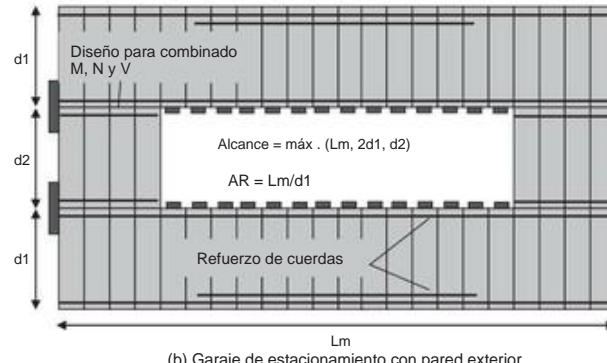
1. Diafragmas en estructuras asignadas a SDC C.
2. Diafragmas en estructuras asignadas a SDC D, E o F con luz de diafragma  $\leq 75$  pies (22,86 m), número de pisos  $\leq 3$  y relación de aspecto del diafragma  $<2,5$ .

#### Nivel de Demanda Sísmica Moderada

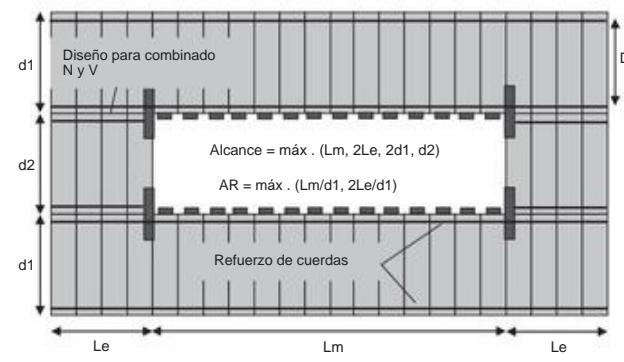
1. Diafragmas en estructuras asignadas a SDC D, E o F con luz de diafragma  $\leq 75$  pies (22,86 m) y número de pisos  $>3$  pero  $\leq 6$ .
2. Diafragmas en estructuras asignadas a SDC D, E o F con luz de diafragma  $>75$  pies (22,86 m) pero  $\leq 190$  pies (57,91 m) y número de pisos  $\leq 2$ .
3. Diafragmas en estructuras asignadas a SDC D, E o F con una luz de diafragma  $>75$  pies (22,86 m) pero  $\leq 140$  pies (42,67 m) y una cantidad de pisos  $>2$  pero  $\leq 4$ .



(a) Edificio de oficinas



(b) Garaje de estacionamiento con pared exterior



(c) Garaje de estacionamiento con muro interior

FIGURA C14.2-1 Dimensiones del diafragma

4. Diafragmas en estructuras asignadas a SDC D, E o F con una luz de diafragma  $\geq 75$  pies (22,86 m), número de pisos  $\geq 3$  y relación de aspecto del diafragma  $\geq 2,5$ .

5. Diafragmas en estructuras asignadas a SDC D, E o F, clasificadas a continuación como nivel de demanda sísmica alta, con relación de aspecto del diafragma  $<1,5$ .

#### Alto nivel de demanda sísmica

1. Diafragmas en estructuras asignadas a SDC D, E o F con tramo de diafragma  $>190$  pies (57,91 m).
2. Diafragmas en estructuras asignadas a SDC D, E o F con tramo de diafragma  $>140$  pies (42,67 m) y número de pisos  $>2$ .
3. Diafragmas en estructuras asignadas a SDC D, E o F con luz de diafragma  $>75$  pies (22,86 m) y número de pisos  $>4$ .
4. Diafragmas en estructuras asignadas a SDC D, E o F con un número de pisos  $>6$ .

Factor de sobrerresistencia al corte del diafragma. El factor de sobrerresistencia a cortante del diafragma,  $\gamma_v$ , se aplica a los conectores/refuerzo de cortante del diafragma. El propósito de este factor es mantener elástica la respuesta de corte del diafragma mientras el diafragma desarrolla una acción de flexión inelástica, como se anticipa para el objetivo de diseño básico (BDO) en el MCE, y para el objetivo de diseño reducido (RDO) tanto para el diseño terremoto y el MCE.

No se prevé una respuesta inelástica del diafragma para el objetivo de diseño elástico (EDO).

El valor del factor de sobrerresistencia al corte del diafragma es  $\gamma_v = 1.4R_s$ . Los valores del factor de reducción de la fuerza de diseño del diafragma,  $R_s$ , son 0,7, 1,0 y 1,4 para EDO, BDO y RDO, respectivamente. Este valor se traduce en factores de resistencia al corte del diafragma  $\gamma_v$  de 1,0, 1,4 y 2,0 (redondeado a un decimal) para EDO, BDO y RDO, respectivamente.

El factor de sobrerresistencia al corte del diafragma,  $\gamma_v$ , se aplica a las fuerzas de diseño del diafragma y, por lo tanto, es una medida relativa a la resistencia a la flexión del diafragma. Como implican los valores de  $\gamma_v$  enumerados anteriormente, el nivel de sobrerresistencia requerido en relación con la resistencia a la flexión del diafragma varía según la opción de diseño. El RDO requiere una mayor sobrerresistencia que el BDO debido a la mayor acción inelástica anticipada. Para el EDO, no se requiere sobrerresistencia ya que la fuerza de diseño del diafragma en sí apunta al comportamiento elástico en el MCE. Se observa que la resistencia al corte absoluta requerida en el procedimiento de diseño es constante, independientemente de la opción de diseño, ya que el parámetro  $R_s$  en el factor de sobrerresistencia se anula con el  $R_s$  en el denominador de la expresión de la fuerza de diseño del diafragma.

Los valores  $\gamma_v$  representan valores constantes de límite superior (para cada objetivo de diseño de diafragma) de expresiones paramétricas desarrolladas para la sobrerresistencia a cortante requerida sobre la base de estudios paramétricos detallados realizados utilizando análisis de tiempo histórico dinámico no lineal (NTHA) de modelos analíticos de estructuras prefabricadas desarrolladas y calibrado sobre la base de extensas pruebas físicas a gran escala. Estas estructuras prefabricadas se sometieron a movimientos del suelo compatibles con el espectro escalados al MCE para determinar los factores de sobrerresistencia al corte requeridos.

Los diafragmas prefabricados se pueden diseñar y detallar para una respuesta de flexión dúctil. Sin embargo, para lograr el mecanismo deseado, deben excluirse los estados límite de cortante potencialmente no dúctiles. Para evitar estas fallas por cortante, la respuesta elástica al cortante se tiene como objetivo en el procedimiento de diseño para los sistemas controlados por flexión y por cortante. Por lo tanto, el factor de sobrerresistencia a cortante,  $\gamma_v$ , se aplica en el diseño de cortante de diafragma.

Los valores del factor de amplificación de corte se obtuvieron al vincular la fuerza de corte máxima  $V_{max}$  que ocurre en NTHA del diafragma en la junta de corte crítica a medida que el diafragma desarrollaba un mecanismo de flexión (en otras regiones del piso) al nivel de peligro MCE y escalarlo por el cortante de diseño,  $V_u$ . Respectivamente:

$\gamma_E$ , el factor de amplificación de corte del diafragma para el EDO, se toma como unidad ( $\gamma_E = 1.0 \gamma 1.4R_s$ , donde  $R_s = 0.7$  para

EDO) ya que se espera una respuesta del diafragma elástico en el MCE para EDO.

$\gamma_B$ , el factor de amplificación de corte del diafragma para el BDO, se toma como un límite superior en la relación  $V_{max}=V_u$  para el diseño del BDO bajo el riesgo de nivel MCE.  $\gamma_R$ , el factor de amplificación de corte del diafragma para el RDO, se toma como un límite superior en la relación  $V_{max}=V_u$  para el diseño del RDO bajo el nivel de riesgo MCE.

La Fig. C14.2-2 muestra un gráfico de dispersión de las relaciones  $V_{max}=V_u$  de NTHA para diferentes números de pisos ( $n$ ) y relaciones de aspecto del diafragma (AR) en el sismo máximo considerado. Los datos representan la media de las respuestas máximas de cinco movimientos del suelo. La expresión provista para  $\gamma_v$ ,  $\gamma_v = 1.4R_s$ , se traza como una línea discontinua horizontal en cada gráfico, lo que indica que la expresión proporciona un límite superior constante para las fuerzas cortantes elásticas requeridas anticipadas para todos los casos de diseño.

C14.2.4.2 Opciones de diseño de diafragma. La intención del procedimiento de diseño es proporcionar al diafragma la combinación adecuada de resistencia y capacidad de deformación para sobrevivir a eventos sísmicos anticipados. Se proporcionan al diseñador tres opciones de diseño diferentes para lograr este objetivo, que van desde un diseño de diafragma completamente elástico bajo el MCE hasta diseños que permiten deformaciones inelásticas significativas en el diafragma bajo el sismo de diseño. La motivación de este enfoque es el reconocimiento de que, bajo ciertas condiciones, un diafragma prefabricado diseñado para permanecer completamente elástico hasta el MCE puede no ser económico o confiable. Sin embargo, bajo otras condiciones, un diafragma diseñado para permanecer elástico hasta el MCE será satisfactorio y puede ser el más deseable.

La metodología permite al proyectista tres opciones relacionadas con la capacidad de deformación:

1. Una opción de diseño elástico (EDO), donde el diafragma está diseñado para los niveles de fuerza más altos, se calibra para mantener el diafragma elástico no solo para el terremoto de diseño sino también en un MCE. A cambio de la mayor fuerza de diseño, esta opción permite al diseñador detallar el diafragma con el conector o refuerzo del elemento de baja deformabilidad (LDE) que no necesita cumplir con ningún requisito específico de capacidad de deformación (capacidad de deformación por tensión inferior a 0,3 pulg. (7,6 mm)). Esta opción está limitada en su uso a través de la introducción de niveles de demanda sísmica del diafragma, que se basan en la altura del edificio, la geometría del diafragma y el nivel de riesgo sísmico. El uso de la EDO no está permitido si el nivel de demanda sísmica del diafragma es alto.
2. Un objetivo de diseño básico (BDO) es aquel en el que el diafragma está diseñado a un nivel de fuerza calibrado para mantener el diafragma elástico en el sismo de diseño pero no necesariamente en el MCE. El nivel de fuerza de diseño es más bajo que el requerido para el EDO, pero esta opción requiere conectores de elemento de deformabilidad moderada (MDE) o

FIGURA C14.2-2 Resultados del factor de amplificación de cizallamiento del diafragma de NTHA en MCE: (a) BDO; (b) RDO

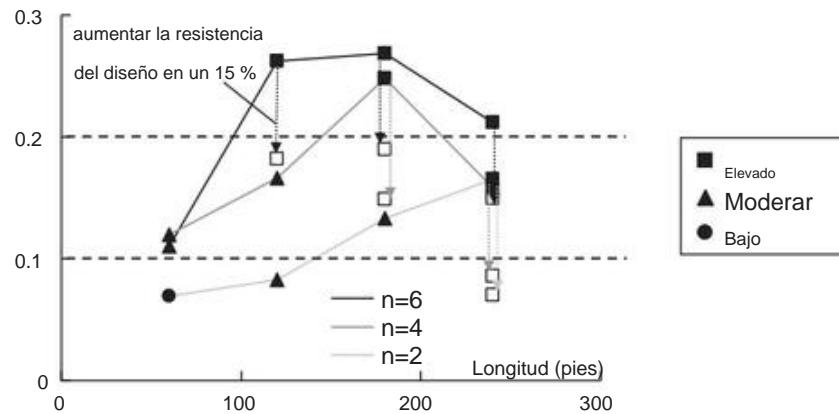


FIGURA C14.2-3 Apertura máxima de junta de diafragma en NTHA para diseños de objetivo de diseño básico bajo el MCE

refuerzo o mejor para proporcionar una capacidad de deformación inelástica suficiente para sobrevivir a las demandas de deformación previstas en un MCE. Esta opción y la RDO requieren el uso de un factor de sobrerresistencia al cortante del diafragma,  $\bar{y}_v$ , para garantizar que no se produzca una falla por cortante no dúctil antes de que los conectores o el refuerzo alcancen su resistencia inelástica prevista.

deformación. Tenga en cuenta que la deformación inelástica está asociada con la apertura de la junta causada por la flexión del diafragma, no con la deformación por deslizamiento de la junta causada por el corte.

3. Una opción de diseño reducido (RDO) es aquella en la que el diafragma está diseñado para el nivel de fuerza de diseño más bajo.

Debido a que el nivel de fuerza de diseño es más bajo que en el BDO, se anticipa cierta fluencia en el diafragma en el sismo de diseño.

Los niveles de fuerza han sido calibrados para mantener las demandas de deformación inelástica del diafragma en un MCE dentro de la capacidad de deformación permitida para el elemento de alta deformabilidad (HDE), la clasificación más alta de conector de diafragma prefabricado o refuerzo (consulte la Sección 14.2.4.3).

Cada opción de diseño se puede utilizar con su nivel de demanda sísmica asociado o con un nivel de demanda sísmica más bajo. Se aplica una penalización por aumento de la fuerza del diafragma del 15 % cuando se utiliza una opción de diseño de diafragma para un nivel de demanda sísmica que es uno más alto que su nivel de demanda sísmica asociado. Una opción de diseño no se puede utilizar para un nivel de demanda sísmica dos veces superior al nivel de demanda sísmica asociado, es decir, la opción de diseño elástico no se puede utilizar para el nivel de demanda sísmica alta.

El BDO tiene dos objetivos de rendimiento: (1) respuesta del diafragma elástico en el terremoto de diseño, y (2) demandas de deformación del conector/refuerzo del diafragma (es decir, apertura de la junta) en el MCE dentro de la capacidad de deformación permitida del conector/refuerzo en la deformabilidad moderada, categoría de elemento (MDE),  $\bar{y}_{MD}$ . Los niveles de fuerza de diseño del diafragma para el BDO están alineados con el requisito <sup>a</sup> de ~~que el diseño de diafragma cumpla con las demandas de deformación inelástica del diafragma previstas para el sismo máximo considerado. Estas demandas de deformación anticipadas se establecieron a través del análisis de historia de tiempo dinámico en el nivel (NTHA) de estructuras prefabricadas~~ de <sup>a</sup> ~~que el diseño de diafragma cumpla con las demandas de fuerza de diseño para los niveles de fuerza BDO y sujetos a movimientos de tierra compatibles con el espectro escalados a MCE.~~

Debe reconocerse que también existen consideraciones prácticas en la selección de  $\bar{y}_{MD}$ . La deformación permisible de los elementos de alta deformabilidad (HDE),  $\bar{y}_{HD}$ , <sup>un</sup> (como se requiere para el BDO) se estableció en <sup>un</sup>, base a los conectores de diafragma prefabricados <sup>que existen de mejor calidad</sup>. Esta capacidad de deformación permitida de HDE  $\bar{y}_{HD} = 0,4$  pulgadas ( $\bar{y}_{HD} = 10,2$  mm).

(Tenga en cuenta que el valor permitido es 2-3 del valor de calificación, por lo que se requiere que los HDE tengan una capacidad de deformación demostrada de 0,6 pulg. (15,2 mm) en las pruebas de calificación, como se logró con los mejores conectores existentes). Dado que los elementos de baja deformabilidad (LDEs) no tienen un requisito de deformación, el valor de deformación permisible de MDE debe estar cerca de la mitad del valor de HDE, o  $\bar{y}_{MD} = 0,2$  pulgadas ( $\bar{y}_{MD} = 5,1$  mm).

a

Los resultados de NTHA para el MCE se muestran en la Fig. C14.2-3. Estos resultados muestran que  $\bar{y}_{MD}$  ( $\bar{y}_{MD}$  es igual a  $\bar{y}_{HD}$ ) es menor que el  $\bar{y}_{MD}$  permitido en el BDO, siempre que los diafragmas estuvieran en el nivel de demanda sísmica moderada (triángulos sólidos en la Fig. C14.2-3) o en el nivel bajo . nivel de demanda sísmica (círculos sólidos en la Fig. C14.2-3). Sin embargo, este valor no produjo diseños satisfactorios para diafragmas en el nivel de demanda sísmica alta (cuadrados sólidos en la Fig. C14.2-3) y, por lo tanto, se requiere alguna medida para que el procedimiento de diseño sea conforme.

Existe una opción sobre cómo modificar el procedimiento de diseño para resolver esta discrepancia con el objetivo de diseño: (a) Los rangos de deformación permisibles para los conectores/refuerzo del diafragma podrían modificarse (es decir, un requisito de deformación de calificación más estricto para MDE, lo que lleva a una aumento en  $\bar{y}_{MD}$ ); (b) los niveles de fuerza del diafragma podrían incrementarse en todos los ~~algunos~~ <sup>b</sup> ~~para~~ <sup>b</sup> el objetivo de rendimiento sísmico de diseño para la respuesta del diafragma elástico desde el propio punto de fluencia del diafragma a un valor más bajo dentro del rango elástico del diafragma); o (c) crear un requisito especial para el caso de diafragma no conforme (es decir, aumentar las fuerzas del diafragma solo para casos no conformes). La primera opción no se alineaba bien con las capacidades de deformación típicas de los conectores existentes y no produciría rangos de deformación de tamaño uniforme para las clasificaciones LDE, MDE y HDE. La segunda opción no solo produce diseños demasiado conservadores para muchos casos, sino que también desdibuja el objetivo de rendimiento BDO limpia de la respuesta del diafragma elástico en el terremoto de diseño. Por estas razones, la tercera opción se consideró la más deseable.

Por lo tanto, en lugar de aumentar el valor de  $\bar{y}_{MD}$  para acomodar los diafragmas en el alto nivel de demanda sísmica, se decidió mantener  $\bar{y}_{MD} = 0,2$  pulg. ( $\bar{y}_{MD} = 5,1$  mm) y crear un requisito especial para el caso de diafragma no conforme en el diseño de diafragma, y la discrepancia no ocurrió en el nivel asociado, es decir, el nivel de demanda sísmica moderada, sino en el nivel de demanda sísmica alta, se puede considerar el requisito especial. una medida para utilizar una opción de diseño de diafragma con un nivel de demanda sísmica más exigente.

El requisito especial es un aumento en la fuerza de diseño para el caso no conforme. La magnitud del aumento de la fuerza de diseño es del 15%. La forma en que se estableció este valor también se muestra en la figura C14.2-3. Como se mencionó anteriormente, los cuadrados sólidos indican la deformación máxima del refuerzo/conector del diafragma (demanda de apertura de la junta) para el BDO para niveles de demanda sísmica de diafragma altos e indican demandas superiores a  $\Delta MD = 0,2$  pulg. (5,1 mm). Los cuadrados abiertos indican la deformación máxima del refuerzo/conector de diafragma para estos mismos casos con un aumento en 15% en la fuerza de diafragma. Se considera que este aumento de la fuerza de diseño trae la demanda de deformación dentro del límite permisible. El mismo aumento de la fuerza de diseño se aplica en la Sección 14.2.4.2.1 para el uso de la EDO con el nivel de demanda sísmica moderada, aunque esta disposición no se basó en ningún resultado analítico cuantitativo.

**C14.2.4.3 Conector de diafragma o deformabilidad del refuerzo de unión.** La metodología de diseño sísmico de diafragma prefabricado (DSDM, por sus siglas en inglés) utiliza un enfoque que requiere el conocimiento de la rigidez del refuerzo o del conector del diafragma, la capacidad de deformación y la resistencia para diseñar de manera eficaz y eficiente el sistema de diafragma para fuerzas sísmicas. Para satisfacer esta necesidad, es fundamental que las propiedades del conector o del refuerzo se determinen de manera repetible, reproducible y consistente para que las conexiones nuevas y existentes se puedan usar de manera efectiva en el sistema de diafragma. El protocolo de calificación proporciona un enfoque experimental para la determinación de las propiedades del conector o del refuerzo.

Los diafragmas de hormigón prefabricado se deforman principalmente por las deformaciones que se producen en las juntas entre las unidades de hormigón prefabricado. Los requisitos de refuerzo o deformabilidad del conector provienen de la necesidad de que las conexiones se acomoden estas tensiones en las articulaciones. Una conexión es un conjunto de conectores, incluidas las piezas de unión, las soldaduras y el anclaje al hormigón. Los conectores mecánicos se identifican como las partes principales que hacen la conexión, pero la capacidad de deformación identificada con el conector representa el desempeño de todo el enlace a lo largo de la unión. Entonces, la calificación de la capacidad de deformación del conector depende de los detalles de toda la trayectoria de la carga a través de la junta. El uso en el diseño de un conector calificado por prueba solo es válido cuando el diseño incorpora los detalles completos del conector, tal como fue probado.

Las clasificaciones del refuerzo del diafragma son elementos de alta capacidad de deformación (HDE), elementos de deformabilidad moderada (MDE) y elementos de baja deformabilidad (LDE). Los valores de umbral de la capacidad de deformación por tensión para cada conector o clase de refuerzo se seleccionaron considerando el rango de las deformaciones últimas (apertura por tensión cíclica) exhibidas por los diversos conectores de diafragma prefabricados examinados en el programa experimental DSDM ([Naito et al. 2006, 2007](#)). Con base en estos resultados, se seleccionó un umbral de deformación de 0,6 in (15,2 mm) para el conector o refuerzo HDE y de 0,3 in (7,6 mm) para el conector o refuerzo MDE. No hay deformación

requisito para el refuerzo LDE.

Se introdujo un factor de seguridad de 1,5 en el procedimiento de diseño al establecer el valor máximo permitido de apertura de la junta en 2=3 de la capacidad de deformación máxima y confiable de apertura de la junta del conector. El factor 2=3 conduce a deformaciones máximas permitidas de 0,4 pulg. (10,2 mm) y 0,2 pulg. (5,1 mm) para el elemento de alta deformabilidad (HDE) y el elemento de deformabilidad moderada (MDE), respectivamente. No se necesita requisito de capacidad de deformación para el elemento de baja deformabilidad (LDE), ya que esta clasificación de conector o refuerzo se utiliza con diseños que dan como resultado una respuesta de diafragma completamente elástica hasta el MCE. lo permitido

Las aberturas máximas de las juntas se utilizaron como objetivos en los estudios paramétricos analíticos para calibrar los factores de diseño.

Se dan algunos comentarios adicionales sobre el conector o clasificación de refuerzo:

1. La clasificación de refuerzo o conector de diafragma se basa en la deformación inelástica asociada con la apertura de la junta causada por la flexión del diafragma, no en la deformación por deslizamiento de la junta causada por el cortante.
2. La clasificación de conector de diafragma o refuerzo se aplica al refuerzo de cordón y al refuerzo de cortante. Otros refuerzos (colectores/anclajes, conexiones secundarias a los antepechos y elementos similares) pueden tener requisitos o características diferentes.
3. Al cumplir con la capacidad de deformación máxima requerida utilizando los protocolos de prueba en el procedimiento de calificación, también se cumple la capacidad de deformación inelástica acumulada requerida.

**C14.2.4.3.5 Refuerzo de barra corrugada.** Las armaduras de barras corrugadas pueden considerarse elementos de alta deformabilidad (HDEs), siempre que se cumplan ciertas condiciones.

**C14.2.4.3.6 Inspección Especial.** El propósito de este requerimiento es verificar que el detallado requerido en HDEs sea ejecutado apropiadamente a través de personal de inspección calificado para inspeccionar estos elementos. Las calificaciones de los inspectores deben ser aceptables para la jurisdicción que hace cumplir el código general de construcción.

**C14.2.4.4 Conector de diafragma de hormigón prefabricado y procedimiento de calificación de refuerzo de juntas.** Esta sección proporciona un procedimiento de calificación utilizando métodos experimentales para evaluar la resistencia, la rigidez y la capacidad de deformación en el plano de los conectores de diafragma y el refuerzo de hormigón prefabricado. La metodología se desarrolló como parte del programa de investigación DSDM específicamente para conexiones de brida a brida de diafragma y está destinada a proporcionar las propiedades y la clasificación del conector o refuerzo requeridos para su uso en el procedimiento de diseño sísmico.

**C14.2.4.4.1 Módulos de prueba.** Los módulos de prueba se fabrican y prueban para evaluar el rendimiento de una conexión de hormigón prefabricado. La Fig. C14.2-4 ilustra un módulo de prueba de ejemplo. Se requiere que se realicen múltiples pruebas para evaluar la repetibilidad y la consistencia. El módulo de prueba debe representar la geometría y el espesor de los componentes de hormigón prefabricado que se conectarán. Todos los conectores y refuerzos deben instalarse y soldarse de acuerdo con las instrucciones de instalación publicadas por el fabricante. Los resultados o los datos generados se limitan a conexiones construidas según los requisitos especificados.

Conectores de escala reducida con reducciones apropiadas en el tamaño máximo de agregado siguiendo las leyes de similitud pueden ser

FIGURA C14.2-4 Módulo de prueba

FIGURA C14.2-5 Posible configuración de prueba

y finalización de las pruebas, así como en puntos a través del historial de pruebas. Lo ideal es que se tomen fotos al final de cada grupo de ciclos. Las fotografías del historial de pruebas tomadas en los puntos de interés, como el agrietamiento, la fluencia y la carga máxima, y las fotografías posteriores a la prueba son adecuadas para la mayoría de las evaluaciones.

La curva principal se adopta para representar una aproximación simple de la respuesta carga-deformación de la conexión. Los puntos se definen en términos de las resistencias  $P_a$ ,  $P_b$ ,  $P_2$ ,  $P_{2a}$  y  $P_3$ , y los desplazamientos  $\delta_a$ ,  $\delta_b$ ,  $\delta_2$ ,  $\delta_{2a}$  y  $\delta_3$ , respectivamente.

Como se muestra en la figura 14.2-3, la curva Tipo 1 es representativa del comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (Punto 0 a Punto 1 en la curva) y un rango inelástico (Punto 1 a Punto 3 en la curva), seguido por la pérdida de la capacidad de resistencia a la fuerza. La curva Tipo 2 es representativa del comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (Punto 0 a Punto 1) y un rango inelástico (Punto 1 a Punto 2 en la curva), seguido por una pérdida sustancial de capacidad de resistencia a la fuerza.

Algunas conexiones pueden exhibir una fuerza máxima pequeña con ductilidad limitada. Para estos casos, se recomienda la curva Alternativa Tipo 2. La curva Tipo 3 es representativa de un comportamiento frágil o no dúctil donde hay un rango elástico (Punto 0 a Punto 1) seguido de pérdida de resistencia. Los elementos controlados por deformación se ajustan al Tipo 1 o Tipo 2, pero no al Tipo 2 Alternativo, respuesta con  $\delta_2 > 2\delta_1$ . Todas las demás respuestas se clasifican como controladas por la fuerza. Un ejemplo de datos de prueba se incluye en Ren y Naito (2013).

C14.2.4.4.7 Propiedades de respuesta. La capacidad de deformación máxima fiable y estable se define a efectos del código de diseño como la deformación del conector en la carga máxima, Punto 2 en la curva de la columna vertebral, obtenida en las pruebas siguiendo los protocolos de carga definidos aquí. Todas las calibraciones analíticas se realizaron para una capacidad de deformación máxima confiable y estable correspondiente a una deformación donde la resistencia se reduce al 80% de  $P_2$ , que es similar a la definición de capacidad de deformación de conexión viga-columna para estructuras de acero en AISC 341. Por lo tanto, una se proporciona un grado adicional de conservadurismo en la definición propuesta para el código de diseño.

Categoría de deformación. Los rangos de categoría se determinaron a partir del análisis de elementos finitos de una base de datos de sistemas de diafragma bajo un rango de demandas sísmicas. Límites de deformación alternativos

FIGURA C14.2-6 Protocolo de carga de corte

se utilizan como herramientas de investigación para obtener conocimientos, pero no para la calificación de conectores.

C14.2.4.4.3 Configuración de prueba. En la figura C14.2-5 se ilustra una posible configuración. Se utilizan tres actuadores controlados de forma independiente, dos que proporcionan desplazamiento axial y uno que proporciona desplazamiento de corte a la conexión.

C14.2.4.4.4 Instrumentación. No se recomienda el uso de transductores de actuador debido al posible deslizamiento en el dispositivo de prueba.

C14.2.4.4.5 Protocolos de carga. Higos. C14.2-6 y C14.2-7 ilustran los protocolos de carga de corte y tensión/compresión para usar en las pruebas.

C14.2.4.4.6 Índices de medición, observaciones de prueba y adquisición de datos. Se deben registrar los datos cuantitativos de cada prueba, de modo que se pueda hacer una interpretación del rendimiento del módulo de prueba. Para las pruebas en el plano, se deben registrar la fuerza axial y de corte y las deformaciones. Se deben tomar fotografías para ilustrar la condición del módulo de prueba al inicio

FIGURA C14.2-7 Protocolo de carga de tensión/compresión

se puede utilizar si se proporcionan datos de apoyo. Cabe señalar que la clasificación del refuerzo del conector o de la junta se basa únicamente en la capacidad de deformación por tracción (como se indica en la Sección 14.2.4.3), mientras que el procedimiento de calificación se aplica por igual a los ensayos de tracción y de corte, y los requiere. En otras palabras, si bien se requiere tanto la caracterización de tensión como de corte para determinar las resistencias necesarias, la clasificación del conector se basa únicamente en la prueba de tensión.

**Resistencia a la tracción.** Los factores de diseño para la resistencia a la flexión se calibran al límite elástico de los conectores de cuerda, no a su resistencia máxima. Por ejemplo, para el EDO, el objetivo es la respuesta elástica del diafragma debajo del MCE, por lo que esta respuesta está alineada con el límite elástico, no con la resistencia máxima. Por coherencia, los factores BDO y RDO también se calibran a este mismo nivel, es decir, rendimiento. Entonces, la resistencia nominal de los conectores se basa en P1, no en P2. El uso de P2 crea una situación en la que se debe anticipar la fluencia en el diafragma para el EDO y deformaciones inelásticas más grandes para el BDO y el RDO.

**Resistencia a la cizalladura.** La intención es que el sistema de diafragma permanezca elástico bajo demandas de corte. En consecuencia, no se considera la capacidad de esfuerzo cortante inelástico de las conexiones. Debido a la existencia de conexiones de baja rigidez, se imponen límites a la deformación permisible a la que se puede determinar la fuerza P1.

**C14.2.4.4.8 Informe de Prueba.** Se detalla la información mínima que debe incluirse en un informe de prueba.

#### C14.3 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN Y ACERO COMPUESTO

Esta sección proporciona orientación sobre el diseño de estructuras compuestas e híbridas de acero y hormigón. Las estructuras compuestas se definen como aquellas que incorporan elementos estructurales hechos de acero y porciones de hormigón conectadas integralmente en todo el elemento estructural mediante conectores mecánicos, uniones o ambos. Híbrido

Las estructuras se definen como formadas por elementos estructurales de acero y hormigón conectados entre sí en puntos discretos. Los sistemas estructurales compuestos e híbridos imitan muchas de las configuraciones existentes de acero (momento y pórtico arriostrado) y hormigón armado (momento y muro), pero se les asignan sus propios coeficientes y factores de diseño en la Tabla 12.2-1. Su diseño se basa en conceptos de ductilidad y disipación de energía comparables a los utilizados en estructuras convencionales de acero y hormigón armado, pero requiere especial atención a la interacción de los dos materiales porque afecta la rigidez, la resistencia y el comportamiento inelástico de los miembros, conexiones y sistemas.

**C14.3.1 Documentos de referencia.** El diseño sísmico para estructuras compuestas asignadas a SDC D, E o F se rige principalmente por AISC 341. Las disposiciones de diseño compuesto en ANSI/AISC 341 son menos prescriptivas que las del acero estructural y brindan flexibilidad para que los diseñadores utilicen herramientas analíticas y resultados de investigación, en su práctica. Las estructuras compuestas asignadas a SDC A, B o C pueden diseñarse de acuerdo con los principios descritos en AISC 360 y ACI 318. ANSI/AISC 360 y ACI 318 brindan poca orientación sobre el diseño de conexiones; por lo tanto, se alienta a los diseñadores a revisar ANSI/AISC 341 para obtener orientación sobre el diseño de áreas de unión. Las diferencias entre las disposiciones anteriores de AISC y ACI para la resistencia de la sección transversal de vigas-columnas compuestas se han minimizado mediante cambios en el último AISC 360, y AISC 360 se refiere a ACI 318 para gran parte del diseño de componentes de hormigón armado de estructuras compuestas. Sin embargo, no existe un acuerdo uniforme entre las disposiciones de ACI 318 y AISC 360 con respecto a los detalles, los límites de las resistencias de los materiales, la estabilidad y la resistencia de las vigas-columnas compuestas. Las disposiciones de diseño compuesto en ANSI/AISC 360 se consideran vigentes.

**C14.3.4 Pilotes de hormigón con cubierta metálica.** Diseño de pilotes de hormigón con carcasa metálica, que son análogos a los pilotes circulares llenos de hormigón.

tubos, se rige por las Secciones 14.2.3.1.3 y 14.2.3.2.4 de esta norma. La intención de estas disposiciones es exigir que los pilotes de hormigón con revestimiento metálico tengan confinamiento y protección contra el deterioro a largo plazo comparable al de los pilotes de hormigón sin revestimiento.

#### C14.4 ALBAÑILERÍA

Esta sección adopta por referencia y luego hace modificaciones a TMS 402 y TMS 602. En ediciones anteriores de este estándar, también se hicieron modificaciones a los estándares de referencia de TMS.

Durante el desarrollo de la edición 2016 de los estándares TMS, el comité TMS 402/602 consideró cada una de estas modificaciones. Algunos se incorporaron directamente a los estándares TMS. En consecuencia, estas modificaciones se han eliminado de las modificaciones en esta norma. Se está trabajando para coordinar mejor las disposiciones de los dos documentos para que las disposiciones de la Sección 14.4 se reduzcan significativamente o se eliminen en ediciones futuras.

#### C14.5 MADERA

**C14.5.1 Documentos de Referencia.** Se adoptan dos estándares de consenso nacional para el diseño sísmico de estructuras de madera de ingeniería: la Especificación de Diseño Nacional (AWC NDS-15) y las Disposiciones de Diseño Especial para Viento y Sísmicos (AWC SDPWS-15). Ambos estándares se presentan en formatos de diseño de tensión admisible dual (ASD) y diseño de factor de carga y resistencia (LRFD). Ambas normas hacen referencia a una serie de normas secundarias para artículos relacionados, como materiales de madera y sujetadores. AWC SDPWS aborda los principios generales y los requisitos de detalle específicos para el diseño de muros de corte y diafragmas y proporciona capacidades nominales de corte unitarias tabuladas para revestimientos y fijaciones de muros de corte y diafragmas. El equilibrio del diseño de miembros y conexiones debe estar de acuerdo con AWC NDS.

#### REFERENCIAS

- Instituto Americano del Concreto (ACI). (2014). "Requisitos del código de construcción para hormigón estructural y comentarios", ACI 318, Farmington Hills, MI.
- Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC). (2016a). "Provisiones sísmicas para edificios de acero estructural". ANSI/AISC 341, Chicago.
- AISC. (2016b). "Especificación para edificios de acero estructural". ANSI/AISC 360, Chicago
- Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI). (2015). "Estándar norteamericano para marcos estructurales de acero conformado en frío". ANSI/AISI S240, Washington, DC.
- AISI. (2015). "Estándar para estructura de acero conformado en frío: método prescriptivo para viviendas de una y dos familias". ANSI/AISI S230, Washington, DC.
- AISI. (2015). "Estándar norteamericano para el diseño sísmico de sistemas estructurales de acero conformado en frío" ANSI/AISI S400, Washington, DC.
- AISI. (2016). "Especificación norteamericana para el diseño de elementos estructurales de acero conformado en frío". ANSI/AISI S100, Washington, DC.
- AISI. (2016). "Estándar norteamericano para el diseño de paneles de diafragma de acero perfilado" ANSI/AISI S310, Washington, DC.
- ASCE. (2002). "Especificación para el diseño de acero inoxidable conformado en frío miembros estructurales." ASCE/SEI 8-02, Reston, VA.
- ASCE. (2010). "Aplicaciones estructurales de los cables de acero para la edificación". ASCE 19-10, Reston, VA.
- Consejo Americano de la Madera (AWC). (2008). "Disposiciones especiales de diseño para viento y sísmica (viento y sísmica)". ANSI/AWC SDPWS-2012, Leesburg, VA.
- AWC. (2012). "Especificación de diseño nacional (NDS) para la construcción en madera con comentarios". ANSI/AWC NDS-2012, Leesburg, VA.
- Bancos, G. y Stanton, J. (2005). "Conexiones panel a panel para muros de corte de núcleo hueco sujetos a carga sísmica". Proc., 2005 PCI Convention, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago.
- Fanous, A., Sritharan, S., Suleiman, M. y Arulmoli, A. (2007). Requisitos mínimos de refuerzo en espiral y límites de desplazamiento lateral para

pilotes de hormigón pretensado en regiones sísmicas altas. Departamento de Ingeniería Civil, de Construcción y Ambiental, Universidad Estatal de Iowa, ISU ERI Ames Report, Ames, IA.

- Consejo Internacional de Códigos (ICC). (2012). "Código internacional de construcción". Colinas del club de campo, IL.
- Comité Conjunto de Normas de Albañilería (MSJC). (2005a). "Requisitos del código de construcción para estructuras de mampostería". ACI 530-05/ASCE/SEI 5-05/TMS 402-5, Farmington Hills, MI.

MSJC. (2005b). "Especificación para estructuras de mampostería". ACI 530.1-05/ASCE/SEI 6-05/TMS 602-05, Farmington Hills, MI.

- Naito, C., Peter, W., Cao, L. (2006). "Desarrollo de una metodología de diseño sísmico para diafragmas prefabricados: informe resumido de la fase 1", Informe ATLLS No. 06-03, enero, Centro ATLLS, Universidad de Lehigh, Bethlehem, PA.

Naito, C., Ren, R., Jones, C., Cullent, T. (2007). "Desarrollo de una metodología de diseño sísmico para diafragmas prefabricados: rendimiento del conector, fase 1B", Informe ATLLS No. 07-04, junio, Centro ATLLS, Universidad de Lehigh, Bethlehem, PA.

Nakaki, S., Stanton, JF y Sritharan, S. (2001). "Edificio de pruebas de concreto prefabricado de cinco pisos PRESSS, Universidad de California, San Diego, La Jolla, California", PCI J., 46(5), 20-26.

Nakaki, S., Becker, R., Oliva, MG y Paxson, D. (2005). "Nuevas conexiones para sistemas de muros prefabricados en regiones de alta sísmica". Proc., 2005 PCI Convention, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago.

Comité del PCI sobre Pilotes de Hormigón Pretensado. (1993). "Práctica recomendada para el diseño, fabricación e instalación de pilotes de hormigón pretensado". PCI J., 38(2), 14-41.

Instituto de Prefabricados/Concreto Pretensado (PCI). (2004). "Pilotes de hormigón prefabricado/pretensado". Manual de diseño de puentes, BM-20-04. PCI, Chicago.

Ren, R. y Naito, CJ (2013). "Base de datos de rendimiento de conectores de diafragma de hormigón prefabricado". J. Estructura. Eng., 139(1), 15-27.

Sato, A. y Uang, C.-M. (2007). "Desarrollo de un procedimiento de diseño sísmico para marcos atornillados de acero formados en frío", Informe No. SSRP-07/16, Universidad de California, San Diego.

Schultz, AE y Magaña, RA (1996). "Comportamiento sísmico de conexiones en muros prefabricados de hormigón". Proc., Simposio Mete A. Sozen, SP-162, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 273-311.

Instituto de Cubierta de Acero (SDI). (2015). manual de diseño de diafragma, 4<sup>a</sup> ed., DDMO4, Glenshaw, Pensilvania.

La Sociedad de Masonería (TMS). (2016). "Requisitos y especificaciones del código de construcción para estructuras de mampostería". TMS 402-16, Longmont, CO.

La Sociedad de Masonería (TMS). (2016). "Especificación para estructuras de mampostería". TMS 602-16, Longmont, CO.

#### OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

- Instituto Americano de Construcción en Madera. (2005). Construcción de madera manual, 5<sup>a</sup> ed. Wiley & Sons, Nueva York.
- APA-La Asociación de Madera de Ingeniería. (1994). "Terremoto de Northridge California". T94-5, Tacoma, WA.
- APA-La Asociación de Madera de Ingeniería. (2004). "Guía de diseño/construcción de pantallas y muros de corte". L350, Tacoma, Washington.
- Consejo de Tecnología Aplicada. (1981). "Directrices para el diseño de diafragmas horizontales de madera". ATC-7, Redwood City, CA.
- Bora, C., Oliva, MG, Nakaki, SD y Becker, R. (2007). "Desarrollo de un sistema de muros cortantes de hormigón prefabricado que requiere una aceptación de código especial". PCI J., 52(1), 122-135.
- Breyer, D., Fridley, K., Jr., Pollack, D. y Cobeen, K. (2006). Diseño de estructuras de madera ASD/LRFD, 6<sup>th</sup> Ed., McGraw-Hill, New York.
- Consejo Canadiense de la Madera. (1995). Manual de referencia de madera. Consejo Canadiense de la Madera, Ottawa.
- CWC. (2005). Manual de diseño en madera. Consejo Canadiense de la Madera, Ottawa.
- Fundación Charles Pankow. (2014). "Documento de metodología de diseño sísmico para diafragmas de hormigón prefabricado". CPF, Vancouver, WA, 23 de enero.
- Cobeen, K. (2004). "Desarrollos recientes en el diseño sísmico y la construcción de edificios con armazón de madera". Ingeniería sísmica desde la ingeniería sismológica hasta la ingeniería basada en el desempeño, Y. Bozorgia y V. Bertero, eds., CRC Press, Boca Raton, FL.
- Consortio de Universidades para la Investigación en Ingeniería Sísmica (CUREE). (2004). Recomendaciones para la resistencia sísmica en el diseño y construcción de edificios con armazón de madera, CUREE W-30. CUREE, Richmond, CA.

- Dolan, JD (2003). "Estructuras de madera". Manual de ingeniería sísmica, WF. Chen y C. Scawthorn, eds., CRC Press, Boca Raton, FL.
- Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica (EERI). (1996). "Informe de reconocimiento del terremoto de Northridge". Tierraq. Spectra, Capítulo 6, Supl. C al vol. 11, EERI, Oakland, CA.
- Faherty, KF y Williamson, TG (1989). ingeniería de la madera y manual de construcción. McGraw-Hill, Nueva York.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (2003). "NEHRP recomendó provisiones para regulaciones sísmicas para nuevos edificios y otras estructuras." FEMA 450, FEMA, Consejo de Seguridad Sísmica de Edificios, Washington, DC.
- FEMA. (2005). Manual de construcción costera, 3.<sup>a</sup> edición, FEMA 55. FEMA, Washington, DC.
- Laboratorio de Productos Forestales. (1986). Madera: conceptos de diseño de ingeniería. Materials Education Council, Pennsylvania State University, University Park, PA.
- Goetz, KH, Hoor, D., Moehler, K. y Natterer, J. (1989). Libro de consulta sobre diseño y construcción con madera: una guía completa de métodos y prácticas. McGraw-Hill, Nueva York.
- Hoyle, RJ y Woeste, FE (1989). Tecnología de la madera en el diseño de estructuras. Prensa de la Universidad Estatal de Iowa, Ames.
- Consejo Internacional de Códigos (ICC). (2006). "Norma ICC sobre el diseño y construcción de estructuras de troncos", Tercer Borrador. Colinas del club de campo, IL.
- Ishizuka, T. y Hawkins, NM (1987). "Efecto del deterioro de la adherencia sobre la respuesta sísmica de pórticos resistentes a momento dúctil de hormigón armado y parcialmente pretensado". Informe SM 87-2. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Washington, Seattle.
- Karacabeyli, E. y Popovsky, M. (2003). "Diseño para resistencia sísmica". Ingeniería de la madera, H. Larsen y S. Thelandersson, eds., John Wiley & Sons, Nueva York.
- Keenan, FJ (1986). Diseño de estados límite de estructuras de madera. Morrison Hersfield, North York, Ontario.
- Lee, NH, Kim, KS, Bang, CJ y Park, KR (2007). "Anclajes con cabeza de tracción de gran diámetro y empotramiento profundo en hormigón". Estructura ACI. J., 104(4), 479–486.
- Lee, NH, Park, KR y Suh, YP (2010). "Comportamiento a cortante de anclajes con cabeza de gran diámetro y empotramientos profundos". Estructura ACI. J., 107(2), 146–156.
- Comité Conjunto de Normas de Albañilería (MSJC). (1999). "Requisitos del código de construcción para estructuras de mampostería". ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, "Especificación para estructuras de mampostería"; ACI 530.1-99/ASCE 6-99/TMS 602-99, "Comentario sobre los requisitos del código de construcción para estructuras de mampostería, comentario sobre la especificación para estructuras de mampostería", conocido como estándares MSJC (código y especificación), The Masonry Society, Boulder, CO, Instituto Americano del Concreto, Farmington Hills, MI, ASCE, Reston, VA.
- Nakaki, SD, Stanton, JF y Sritharan, S. (1999). "Una descripción general del edificio de prueba prefabricado de cinco pisos PRESSS". PCI J., 44(2), 26–39.
- Park, R. y Thompson, KJ (1977). "Ensayos de carga cíclica en uniones viga-columna pretensadas y parcialmente pretensadas". PCI J., 22(5), 84–110.
- Sherwood, GE y Stroh, RC (1989). "Construcción de casas con estructura de madera". Manual agrícola 73, Imprenta del Gobierno de EE. UU., Washington, DC.
- Somayaji, Shan. (1992). Diseño de madera estructural. West Publishing Co., St. Pablo, MN.
- Stalnaker, JJ y Harris, EC (1996). Diseño estructural en madera, 2da Ed., McGraw-Hill, Nueva York.
- Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). (1999). Requisitos de fuerza lateral recomendados y comentario. SEAOC, Sacramento, CA.
- Asociación de Ingenieros Estructurales del Norte de California (SEAONC). (2005). Directrices para la evaluación sísmica y la rehabilitación de edificios prefabricados y otras estructuras de paredes rígidas/diafragma flexible. SEAONC, Sacramento, CA.
- Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, Administración Nacional Oceánica y Atmosférica. (1971). San Fernando, California, Terremoto del 9 de febrero de 1971. NOAA, Washington, DC.
- Departamento del Ejército, la Armada y la Fuerza Aérea de los EE. (1992). "Diseño sísmico para edificios". TM5-809-10 (Manual de tres servicios). Imprenta del Gobierno de los Estados Unidos, Washington, DC.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C15

### REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS QUE NO SON DE CONSTRUCCIÓN

#### C15.1 GENERALIDADES

**C15.1.1 Estructuras que no son de edificación.** Los códigos de construcción tradicionalmente se han percibido como estándares mínimos para el diseño de estructuras que no son de construcción, y los funcionarios de construcción en muchas jurisdicciones exigen el cumplimiento del código de construcción de estas estructuras. Sin embargo, los requisitos en los documentos de referencia de la industria a menudo están en desacuerdo con los requisitos del código de construcción. En algunos casos, los documentos de la industria deben modificarse, mientras que en otros casos, los códigos de construcción deben modificarse. Los profesionales del diseño registrados no siempre conocen los numerosos documentos aceptados dentro de una industria y es posible que no sepan si los documentos aceptados son adecuados. Una de las intenciones del Capítulo 15 de la norma es cerrar la brecha entre los códigos de construcción y los documentos de referencia de la industria existentes.

Las diferencias entre los enfoques de diseño de ASCE/SEI 7 para edificios y los requisitos de documentos de la industria para torres de agua de acero de varias patas (Fig. C15.1-1) son representativas de esta inconsistencia. Históricamente, tales torres han funcionado bien cuando se diseñaron correctamente de acuerdo con los estándares y las prácticas de la industria de la American Water Works Association (AWWA).

Esos estándares y prácticas difieren del tratamiento ASCE/SEI 7 de edificios en que se permiten varillas de tensión solamente,

las varillas recalcadas se precargan en el momento de la instalación y las fuerzas de conexión no se amplifican.

El Capítulo 15 también proporciona un enlace apropiado para que los documentos de referencia de la industria puedan usarse con los movimientos sísmicos del suelo establecidos en la norma. Algunas estructuras que no son de edificación son similares a los edificios y pueden diseñarse usando secciones de la norma directamente, mientras que otras estructuras que no son de edificación requieren un análisis especial único para el tipo particular de estructura que no es de edificación.

Las estructuras de edificios, los puentes vehiculares, las torres de transmisión eléctrica, las estructuras hidráulicas (p. ej., represas), las líneas de servicios públicos enterradas y sus accesorios, y los reactores nucleares están excluidos del alcance de los requisitos de estructuras que no son de edificios, aunque los edificios industriales están permitidos según el Capítulo 11 para usar las disposiciones del Capítulo 15 para estructuras no edificables con sistemas estructurales similares a los edificios, siempre que se cumplan las condiciones específicas. Las estructuras excluidas están cubiertas por otros criterios de diseño bien establecidos (p. ej., torres de transmisión eléctrica y puentes vehiculares), no están bajo la jurisdicción de los funcionarios locales de construcción (p. ej., reactores nucleares y represas), o requieren consideraciones técnicas que van más allá del alcance de el estándar (por ejemplo, líneas de servicios públicos enterradas y sus accesorios).

**C15.1.2 Diseño.** Las estructuras que no son de construcción y las estructuras de construcción tienen mucho en común con respecto a la intención del diseño y el rendimiento esperado, pero también existen diferencias importantes. El Capítulo 15 se basa en otras partes de la norma cuando es posible y proporciona notas especiales cuando es necesario.

Hay dos tipos de estructuras que no son de edificación: aquellas con sistemas estructurales similares a los edificios y aquellas con sistemas estructurales que no son similares a los edificios. Los requisitos específicos para estos dos casos aparecen en las Secciones 15.5 y 15.6.

**C15.1.3 Selección del Procedimiento de Análisis Estructural.** Las estructuras que no son de construcción y que son similares a los edificios están sujetas a las mismas limitaciones del procedimiento de análisis que las estructuras de construcción. Las estructuras que no son de edificación que no son similares a los edificios están sujetas a esas limitaciones y están sujetas a las limitaciones de procedimiento prescritas en los documentos de referencia específicos aplicables.

Para muchas estructuras que no son de construcción que soportan componentes de sistemas flexibles, como bastidores de tuberías (Fig. C15.1-2), las tuberías y plataformas soportadas generalmente no se consideran lo suficientemente rígidas como para redistribuir las fuerzas sísmicas a los marcos de soporte.

Para estructuras que no son de construcción que soportan componentes de sistemas muy rígidos (es decir, rígidos), como generadores de turbina de vapor (STG) y generadores de vapor de recuperación de calor (HRSG) (Fig. C15.1-3), el equipo soportado, los conductos y otros componentes (dependiendo de cómo estén unidos a la estructura) pueden ser lo suficientemente rígidos para redistribuir las fuerzas sísmicas a los marcos de soporte. Los efectos de torsión pueden necesitar ser considerados en tales situaciones.

FIGURA C15.1-1 Torre de agua de varias patas de acero

Fuente: Cortesía de CB&I LLC; reproducido con permiso.

FIGURA C15.1-2 Bastidor de tubería de acero

Fuente: Cortesía de CB&I LLC; reproducido con permiso.

FIGURA C15.1-3 Generadores de vapor de recuperación de calor

Fuente: Cortesía de CB&I LLC; reproducido con permiso.

La Sección 12.6 presenta procedimientos de análisis sísmico para estructuras de edificios basados en la Categoría de Diseño Sísmico (SDC); el período fundamental,  $T$ ; y la presencia de ciertas irregularidades horizontales o verticales en el sistema estructural. Cuando el período fundamental sea superior o igual a 3,5  $T_s$  (donde  $T_s = SD1=SDS$ ), el uso del procedimiento de fuerza lateral equivalente no está permitido en los SDC D, E y F. Este requisito se basa en el hecho de que, a diferencia del predominio de la respuesta del primer modo en el caso de edificios con un período del primer modo más bajo, los modos de vibración más altos contribuyen más significativamente en situaciones en las que el período del primer modo es mayor que 3,5  $T_s$ . Para edificios que exhiben patrones clásicos de deformación por flexión (como muros de corte esbeltos o sistemas de marcos arriostrados), la frecuencia del segundo modo es al menos 3,5 veces la frecuencia del primer modo, por lo que cuando el período fundamental supera los 3,5  $T_s$ , los modos más altos tienen mayor contribución a la respuesta total porque ocurren cerca del pico del espectro de respuesta de diseño.

De ello se deduce que el análisis dinámico (análisis de espectro de respuesta modal o análisis de historial de respuesta) puede ser necesario para evaluar adecuadamente las estructuras no edificables similares a edificios si el primer período de modo es mayor que 3,5  $T_s$  y el análisis de fuerza lateral equivalente es suficiente para las estructuras no edificables que responden como estructuras simples. Sistemas de grados de libertad.

Las recomendaciones para estructuras que no son de edificación que se brindan a continuación pretenden complementar el juicio y la experiencia del diseñador. El diseñador tiene una libertad considerable para seleccionar un método de análisis adecuado para estructuras que no son de construcción.

Estructuras no edificables similares a edificios. La tabla 12.6-1 se usa para seleccionar métodos de análisis para estructuras similares a edificios que no son edificios, pero, como se ilustra en las siguientes tres condiciones, la relevancia del comportamiento clave debe considerarse cuidadosamente:

1. Irregularidades: la Tabla 12.6-1 requiere un análisis dinámico para las estructuras SDC D, E y F que tienen ciertas irregularidades horizontales o verticales. Algunas de estas irregularidades de construcción (definidas en la Sección 12.3.2) son relevantes para estructuras que no son de construcción. Las irregularidades verticales de piso blando y débil (Tipos 1a, 1b, 5a y 5b de la Tabla 12.3-2) son pertinentes al comportamiento de estructuras no edificables similares a edificios. Otras irregularidades verticales y horizontales pueden o no ser relevantes, como se describe a continuación. A. Irregularidades horizontales: Las irregularidades horizontales de los Tipos 1a y 1b afectan la elección del método de análisis, pero estas irregularidades se aplican solo donde los diafragmas son rígidos o semirrígidos, y algunas estructuras que no son edificios similares a edificios no tienen diafragmas o tienen diafragmas flexibles. B. Irregularidades verticales: La irregularidad vertical Tipo 2 es relevante cuando los distintos niveles realmente soportan cargas significativas. Cuando una estructura no edificable similar a un edificio soporta una masa significativa en un solo nivel, mientras que otros niveles soportan pequeñas masas asociadas con descansos de escaleras, plataformas de acceso, etc., la respuesta dinámica está dominada por el primer modo, por lo que se puede aplicar el procedimiento de fuerza lateral equivalente. La irregularidad vertical Tipo 3 aborda grandes diferencias en la dimensión horizontal del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas en pisos adyacentes porque la distribución de rigidez resultante puede producir una forma de modo fundamental diferente a la asumida en el desarrollo del procedimiento de fuerza lateral equivalente. Debido a que la preocupación se relaciona con la distribución de la rigidez, la dimensión horizontal del sistema resistente a la fuerza sísmica, no la de la estructura general, es importante.
2. Disposición de masas soportadas: incluso cuando una estructura que no es de construcción tiene una apariencia similar a la de un edificio, es posible que no se comporte como un edificio, dependiendo de cómo se unen las masas. Por ejemplo, la respuesta de estructuras que no son de construcción con calderas y recipientes suspendidos no se puede determinar de manera confiable usando el procedimiento de fuerza lateral equivalente debido a los modos de péndulo asociados con la masa significativa de los componentes suspendidos. Los modos de péndulo resultantes, si bien reducen potencialmente los cortantes de piso y de base, pueden requerir grandes espacios libres para permitir el movimiento pendular de los componentes soportados y pueden producir demandas excesivas en las tuberías conectadas. En tales casos, se recomienda encarecidamente el análisis dinámico, teniendo en cuenta las fuerzas de impacto adecuadas en ausencia de espacios libres adecuados.
3. Rigidez relativa de las vigas: incluso cuando un modelo de construcción clásico puede parecer apropiado, la fuerza lateral equivalente

El procedimiento puede subestimar la respuesta total si las vigas son flexibles en relación con las columnas (de marcos resistentes a momentos) o las riostras (de marcos arriostrados). Esta subestimación ocurre porque los modos más altos asociados con la flexión del haz pueden contribuir de manera más significativa a la respuesta total (incluso si la respuesta del primer modo tiene un período inferior a 3,5 Ts). Esta situación de vigas flexibles puede ser especialmente pronunciada para estructuras que no son de edificación porque los pisos "normales" comunes a los edificios pueden estar ausentes. Por lo tanto, los procedimientos de análisis dinámico se sugieren para estructuras no edificables similares a edificios con vigas flexibles.

Estructuras no edificables no similares a edificios. El procedimiento de fuerza lateral equivalente (estática) se basa en el comportamiento dinámico clásico de los edificios, que difiere del comportamiento de muchas estructuras que no son edificios y que no son similares a los edificios. Como se analiza a continuación, se deben considerar varias cuestiones para seleccionar un método apropiado de análisis dinámico o una distribución adecuada de fuerzas laterales para el análisis estático.

1. Geometría estructural: la respuesta dinámica de las estructuras que no son de edificación con una base fija y una distribución relativamente uniforme de masa y rigidez, como recipientes verticales apoyados en el fondo, pilas y chimeneas, puede representarse adecuadamente mediante un voladizo (edificio de corte) modelo. Para estas estructuras es adecuado el procedimiento de fuerza lateral equivalente previsto en la norma. Este procedimiento trata la respuesta dinámica como dominada por el primer modo.

En tales casos, es necesario identificar la forma del primer modo (usando, por ejemplo, el método de Rayleigh-Ritz u otros métodos clásicos de la literatura) para la distribución de las fuerzas dinámicas. Para algunas estructuras, como los tanques con relaciones bajas de altura a diámetro que almacenan sólidos granulares, es conservador asumir una distribución uniforme de fuerzas.

Se recomienda el análisis dinámico para estructuras que no tienen una distribución uniforme de masa y rigidez ni una

Forma del primer modo fácil de determinar.

2. Número de apoyos laterales: los modelos en voladizo obviamente no son adecuados para estructuras con múltiples apoyos.

La figura C15.1-4 muestra una estructura de armazón arriostrada que no es de construcción y que brinda soporte horizontal no uniforme a una pieza de equipo. En tales casos, el análisis debe incluir efectos de modelos acoplados. Para tales estructuras, podría usarse una aplicación del método de la fuerza lateral equivalente,

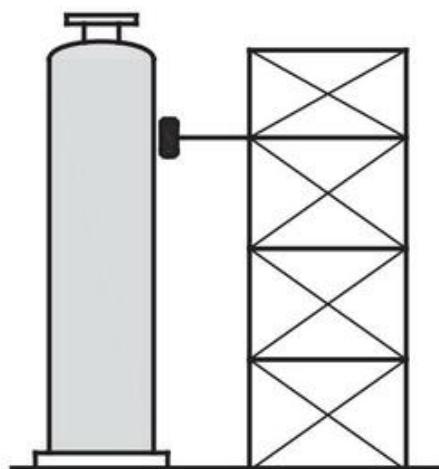


FIGURA C15.1-4 Soportes laterales múltiples

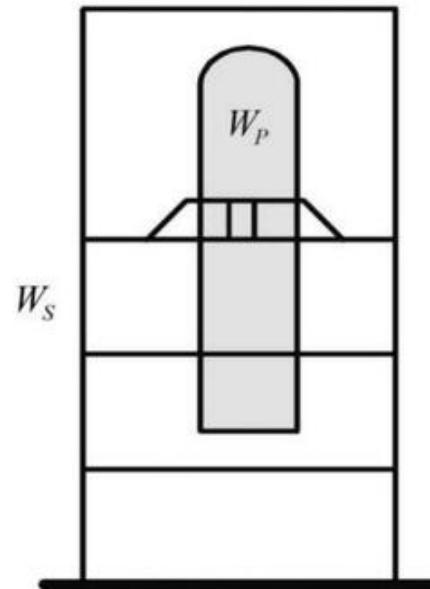


FIGURA C15.1-5 Soporte inusual de peso muerto

dependiendo del número y ubicación de los soportes.

Por ejemplo, la mayoría de las configuraciones tipo viga se prestan a la aplicación del método de fuerza lateral equivalente.

3. Método para soportar el peso muerto: Ciertas estructuras que no son de construcción (como las calderas eléctricas) se sostienen desde la parte superior. Pueden idealizarse como péndulos con distribución de masa uniforme. Por el contrario, una plataforma suspendida puede idealizarse como un péndulo clásico con masa concentrada. En cualquier caso, estos tipos de estructuras que no son de edificación se pueden analizar adecuadamente utilizando el método de la fuerza lateral equivalente mediante el cálculo de la frecuencia y la forma modal apropiadas. La Fig. C15.1-5 muestra una estructura que no es de construcción que contiene equipos soportados por orejetas con WP mayor que  $0.25\delta WS \neq WPP$ . En tales casos, el análisis debe incluir un sistema acoplado con la masa del equipo y la flexibilidad local de los apoyos considerados en el modelo. Cuando el soporte esté ubicado cerca de la ubicación vertical del centro de masa de la estructura que no es de edificación, se recomienda un análisis dinámico.

4. Irregularidades de masa: Al igual que en el caso de estructuras no edificables similares a edificios, la presencia de una distribución de masa significativamente desigual es una situación en la que es probable que el método de fuerza lateral equivalente no proporcione una distribución de fuerza muy precisa y tal vez poco conservadora. Los métodos de análisis dinámico se recomiendan en tales situaciones.

La figura C15.1-6 ilustra dos de estas situaciones. En la parte (a), existe una irregularidad de masa si  $W_1$  es mayor que  $1.5W_2$  o menor que  $0.67W_2$ . En la parte (b), existe una irregularidad de masa si  $W_3$  es mayor que  $1.5W_2$  o  $1.5W_4$ .

5. Irregularidades torsionales: las estructuras en las que el modo fundamental de respuesta es torsional o en las que los modos con participación de masa significativa exhiben un componente torsional prominente también pueden tener distribuciones de fuerzas de inercia que son significativamente diferentes de las predichas por el método de fuerza lateral equivalente. En tales casos, se deben considerar los análisis dinámicos. La figura C15.1-7 ilustra uno de esos casos en los que un recipiente vertical está unido a un recipiente secundario con  $W_2$  mayor que aproximadamente  $0.25\delta W_1 \neq W_2$ .

6. Irregularidades de rigidez y resistencia: Al igual que para estructuras no edificables similares a edificios, los cambios abruptos en la distribución

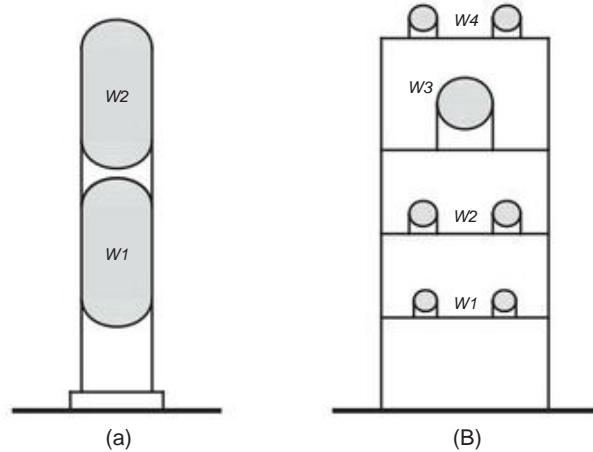


FIGURA C15.1-6 Irregularidades de masa

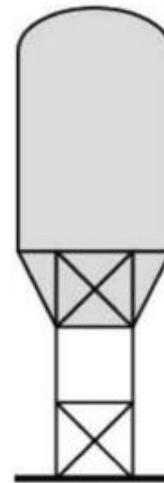


FIGURA C15.1-8 Irregularidad de piso blando

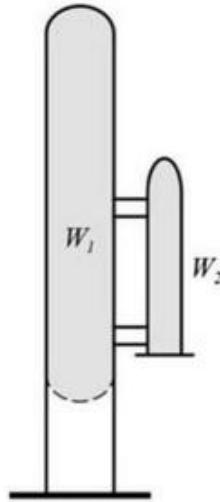


FIGURA C15.1-7 Irregularidad torsional

de rigidez o resistencia en una estructura que no es un edificio y que no es similar a los edificios puede generar fuerzas de inercia sustancialmente diferentes de las indicadas por el método de fuerza lateral equivalente. La figura C15.1-8 representa uno de esos casos. Para estructuras que tengan tales configuraciones, se debe considerar el uso de procedimientos de análisis dinámico.

Incluso cuando se requiere un análisis dinámico, el estándar no define en detalle el grado de modelado; un modelo adecuado puede tener unos pocos grados de libertad dinámicos o decenas de miles de grados de libertad dinámicos. El punto importante es que el modelo captura las características significativas de respuesta dinámica para que la distribución de fuerza lateral resultante sea válida para el diseño. El diseñador es responsable de determinar si se justifica el análisis dinámico y, de ser así, el grado de detalle requerido para abordar adecuadamente el comportamiento sísmico.

7. Respuesta acoplada: cuando el peso de la estructura soportada es grande en comparación con el peso de la estructura de soporte, la respuesta combinada puede verse afectada significativamente por la flexibilidad de la estructura no edificable soportada.

estructura. En ese caso, se recomienda el análisis dinámico del sistema acoplado. En la figura C15.1-9 se muestran ejemplos de tales estructuras. La parte (a) muestra una estructura no edificable flexible con  $W_p$  mayor que  $0.250W_s + W_{pB}$ , sostenida por una estructura relativamente flexible; se debe considerar la flexibilidad de los soportes y accesorios. La parte (b) muestra un equipo flexible conectado por un tubo de pared gruesa de gran diámetro y sostenido por una estructura flexible; las estructuras deben modelarse como un sistema acoplado que incluye la tubería.

A lo largo de varios ciclos de ASCE 7, las estructuras en voladizo de masa distribuida han visto reducidos sus valores  $R$  y/o se han agregado requisitos especiales de detalle para mejorar su rendimiento. Las excepciones a las reglas de escalado modal de la Sección 12.9 enumeradas en la Sección 15.1.3 para estructuras en voladizo de masa distribuida reconocen esta mejora en el desempeño.

#### C15.1.4 Estructuras que no son de edificación sensibles a los movimientos verticales del terreno. Tradicionalmente, ASCE 7 no brindaba orientación para abordar el diseño de un movimiento de suelo vertical separado.

Históricamente, esta omisión no ha sido un problema para los edificios porque existe una resistencia inherente en la dirección vertical debido al margen que se desarrolla cuando se aplican la carga muerta y la carga viva. Sin embargo, este no es necesariamente el caso de las estructuras que no son de construcción. Muchas estructuras que no son de construcción son sensibles a los movimientos verticales y no tienen el beneficio de la resistencia inherente que existe en los edificios.

Ejemplos de algunas estructuras son tanques o recipientes de almacenamiento de líquidos y gránulos, estructuras suspendidas (como calderas) y estructuras que no son de construcción que incorporan voladizos horizontales. Se requiere que dichas estructuras incorporen la Sección 11.9 en el diseño de la estructura en lugar de aplicar el tradicional movimiento vertical del suelo de 0.2SDS.

#### C15.2 ESTA SECCIÓN SE HA DEJADO EN BLANCO INTENCIONALMENTE; VER SECCIÓN C15.8

#### C15.3 ESTRUCTURAS NO EDIFICIALES SOPORTADAS POR OTRAS ESTRUCTURAS

Hay casos en los que las estructuras que no son de construcción que no son similares a los edificios están soportadas por otras estructuras u otras estructuras que no son de construcción. Esta sección especifica cómo se carga el diseño sísmico para

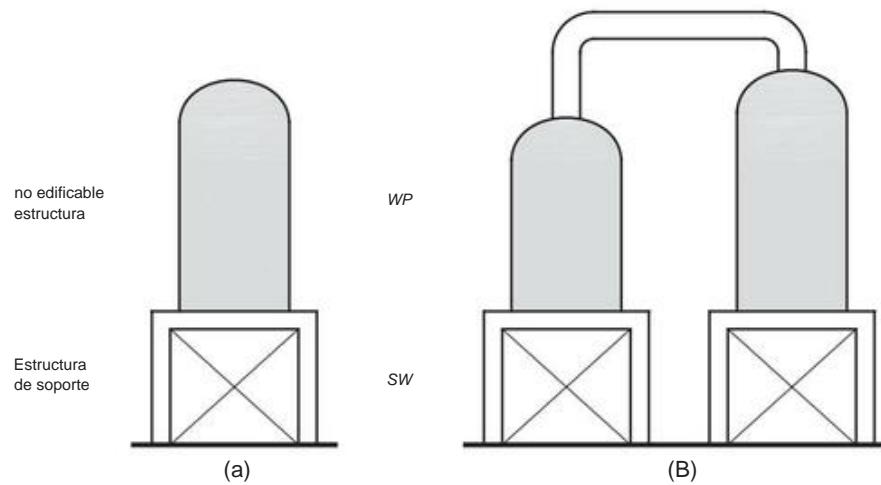


FIGURA C15.1-9 Sistema de pareja

tales estructuras deben determinarse y los requisitos de detalle que deben satisfacerse en el diseño.

C15.3.1 Condición de peso combinado inferior al 25 %. En muchos casos, el peso de la estructura que no es de construcción soportada es relativamente pequeño en comparación con el peso de la estructura de soporte, de modo que la estructura que no es de construcción soportada tiene un efecto relativamente pequeño en la respuesta sísmica no lineal general de la estructura primaria durante el diseño. movimientos a nivel del suelo. Se permite tratar dichas estructuras como componentes no estructurales y utilizar los requisitos del Capítulo 13 para su diseño. La relación entre el peso del componente secundario y el peso total del 25 % en la que se permite este tratamiento se basa en el juicio y fue introducida en las disposiciones del Código Uniforme de Construcción de 1988 por el Comité de Sismología de la SEAOC. Los estudios analíticos, típicamente basados en estructuras primarias y secundarias elásticas lineales, indican que la relación debe ser más baja, pero el Comité de Sismología de la SEAOC consideró que la relación del 25 % es apropiada donde las estructuras primarias y secundarias exhiben un comportamiento no lineal que tiende a disminuir los efectos de resonancia e interacción. En los casos en que una estructura que no es de edificación (o un componente no estructural) está soportada por otra estructura, puede ser apropiado analizarla en un solo modelo. En tales casos, se pretende que las cargas de diseño sísmico y los requisitos de detallado se determinen siguiendo los procedimientos de la Sección 15.3.2. Cuando haya varias estructuras no edificables grandes, como embarcaciones apoyadas en una estructura no edificable primaria, y el peso de una estructura no edificable apoyada individual no excede el límite del 25 % pero el peso combinado de las estructuras no edificables apoyadas si lo hace, se recomienda que se utilice el enfoque combinado de análisis y diseño de la Sección 15.3.2. También se sugiere que se realice un análisis dinámico en tales casos porque el procedimiento de fuerza lateral equivalente puede no capturar algunos efectos de respuesta importantes en algunos miembros de la estructura de soporte.

Cuando el peso de la estructura no edificable soportada no excede el límite del 25 % y se realiza un análisis combinado, se debe usar el siguiente procedimiento para determinar la fuerza  $F_p$  de la estructura no edificable soportada con base en la ecuación. (13.3-4):

1. Se debe realizar un análisis modal de acuerdo con la Sección 12.9. El cortante base de la estructura combinada y

estructura que no es de edificación debe tomarse como no menos del 85% del cortante base del procedimiento de fuerza lateral equivalente.

2. Para un componente soportado en el nivel  $i$ , la aceleración en ese nivel debe tomarse como  $a_i$ , el cortante total justo debajo del nivel  $i$  dividido por el peso sísmico en y por encima del nivel  $i$ .
  3. El valor elástico del coeficiente de fuerza cortante del componente debe determinarse a continuación como la fuerza cortante de la análisis modal en el punto de unión del componente a la estructura dividido por el peso del componente.
- Este valor se toma preliminarmente como  $aiap$ . Debido a que  $ap$  no puede tomarse como menor que 1.0, el valor de  $ap$  se toma como  $aiap=ai$ , excepto que el valor final  $ap$  no necesita tomarse como mayor de 2,5 y no debe tomarse como inferior a 1,0. El final
- El valor de  $aiap$  debe ser el valor final de  $ai$  determinado en el paso 2 multiplicado por el valor final de  $ap$  determinado anteriormente en este paso.
4. El valor resultante de  $aiap$  debe usarse en la ecuación. (13.3-4); el valor resultante de  $F_p$  está sujeto a los valores máximo y mínimo de las ecuaciones. (13.3-2) y (13.3-3), respectivamente.

C15.3.2 Condición de peso combinado mayor o igual al 25 %. Cuando el peso de la estructura soportada es relativamente grande en comparación con el peso de la estructura de soporte, la respuesta general puede verse afectada significativamente. La norma establece dos enfoques de análisis, dependiendo de la rigidez de la estructura no edificable. La determinación de lo que se considera rígido o flexible se basa en los mismos criterios utilizados para los componentes no estructurales.

Cuando la estructura que no es de edificación soportada es rígida, es aceptable tratar la estructura de soporte como una estructura que no es de edificación similar a un edificio y determinar sus cargas de diseño y detalles utilizando los requisitos de la Sección 15.5. El diseño de la estructura rígida que no es de edificación y su anclaje se determina usando los requisitos del Capítulo 13 con el factor de amplificación,  $ap$ , tomado como 1.0. Sin embargo, esta condición es relativamente rara porque se debe considerar la flexibilidad de cualquier miembro que soporte directamente en la estructura primaria, como las vigas del piso, al determinar el período del componente.

En el caso habitual, cuando la estructura no edificable soportada es flexible, se utiliza un modelo combinado de la estructura portante y la estructura no edificable soportada. Las cargas de diseño y

los detalles se determinan en función del valor R más bajo de la estructura no edificable soportada o la estructura de soporte.

Aunque no se menciona específicamente en la Sección 15.3.2, se permite otro enfoque. Se puede realizar un análisis del historial de respuesta no lineal del sistema combinado de acuerdo con la Sección 16.2, y los resultados se pueden usar para el diseño de las estructuras no edificables soportadas y soportadas. Esta opción debe considerarse cuando los enfoques estándar de análisis elástico estático y dinámico pueden ser inadecuados para evaluar la respuesta sísmica (como en el caso de calderas suspendidas). Esta opción debe usarse con extrema precaución porque el modelado y la interpretación de los resultados requieren un juicio considerable. Debido a esta sensibilidad, la Sección 16.2 requiere una revisión de diseño independiente.

#### C15.4 REQUISITOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Esta sección especifica los coeficientes básicos y las fuerzas mínimas de diseño que se utilizarán para determinar las cargas sísmicas de diseño para estructuras que no son de edificación. También especifica límites de altura y restricciones. Al igual que con las estructuras de los edificios, supone que el primer paso para establecer las fuerzas de diseño es determinar el cortante base de diseño para la estructura.

Hay dos tipos de estructuras que no son de edificación: aquellas con sistemas estructurales similares a los edificios y aquellas con sistemas estructurales que no son similares a los edificios. Los requisitos específicos para estos dos casos aparecen en las Secciones 15.5 y 15.6.

La tabla 15.4-1 contiene el coeficiente de modificación de respuesta (R) para estructuras que no son edificios similares a edificios. La tabla 15.4-2 contiene el coeficiente de modificación de la respuesta para estructuras que no son edificios y que no son similares a los edificios. Cada coeficiente de modificación de respuesta tiene requisitos de diseño y detallado asociados para garantizar la ductilidad requerida asociada con ese valor de coeficiente de modificación de respuesta (p. ej., AISC 341). Algunas estructuras, como las rejillas para tuberías, no se parecen a un edificio tradicional en el sentido de que no albergan personas ni tienen elementos como paredes y baños. Estas estructuras tienen sistemas resistentes a fuerzas laterales compuestos por pórticos arriostrados y pórticos de momento similares a un edificio tradicional. Por lo tanto, los racks de tuberías se consideran estructuras no edificables similares a los edificios. El coeficiente de modificación de respuesta para un bastidor de tuberías debe tomarse de la Tabla 15.4-1 para el sistema de resistencia a la fuerza lateral apropiado utilizado, y los pórticos arriostrados y/o pórticos de momento utilizados deben cumplir con todos los requisitos.

requisitos de diseño y detalle asociados con el valor R seleccionado (consulte la Sección 15.5.2, Pipe Racks).

La mayoría de las principales estructuras de las instalaciones de distribución de energía (isla de energía), como las estructuras de soporte HRSG, los pedestales de turbinas de vapor, las estructuras de soporte de calderas de carbón, los bastidores de tuberías, las estructuras de entrada de aire y las estructuras de soporte de conductos, también resisten las fuerzas laterales predominantemente mediante el uso de sistemas de armazón similares a edificios, como como pórticos resistentes a momentos, pórticos arriostrados o sistemas de columnas en voladizo. Por lo tanto, su coeficiente de modificación de respuesta debe seleccionarse de la Tabla 15.4-1, y deben cumplir con todos los requisitos de diseño y detallado asociados con el coeficiente de modificación de respuesta.

Muchas estructuras que no son de construcción, como tanques de fondo plano, silos y chimeneas, no utilizan pórticos arriostrados o pórticos de momento similares a los que se encuentran en los edificios para resistir las cargas sísmicas. Por lo tanto, tienen su propio coeficiente de modificación de respuesta único, que se puede encontrar en la Tabla 15.4-2.

Para estructuras que no son de edificación con sistemas laterales compuestos predominantemente por sistemas de pórticos similares a edificaciones, tales como pórticos resistentes a momentos, pórticos arriostrados o sistemas de columnas en voladizo, sería inapropiado extrapolar las descripciones de la tabla 15.4-2, lo que daría como resultado coeficientes de modificación de respuesta inapropiadamente altos y la Eliminación de requisitos de detallado.

Una vez que se selecciona un coeficiente de modificación de respuesta del tablas, la Sección 15.4.1 proporciona orientación adicional.

**C15.4.1 Base de diseño.** Las tablas separadas proporcionadas en esta sección identifican los coeficientes básicos, los requisitos de detalle asociados y los límites y restricciones de altura para los dos tipos de estructuras que no son de edificación.

Para estructuras que no son de edificación similares a edificaciones, las cargas sísmicas de diseño se determinan usando los mismos procedimientos que se usan para edificaciones como se especifica en el Capítulo 12, con dos excepciones: los períodos fundamentales se determinan de acuerdo con la Sección 15.4.4, y la Tabla 15.4-1 proporciona opciones adicionales para sistemas estructurales. Aunque solo la Sección 12.8 (el procedimiento de fuerza lateral equivalente) se menciona específicamente en la Sección 15.4.1, la Sección 15.1.3 proporciona los procedimientos de análisis que están permitidos para estructuras que no son de edificación.

En la Tabla 15.4-1, se especifican los coeficientes sísmicos, las restricciones del sistema y los límites de altura para algunas estructuras no edificables similares a los edificios. Los valores de R,  $\gamma_0$  y  $C_d$ ; las referencias de requisitos de detalle; y los límites de altura del sistema estructural son los mismos que los de la Tabla 12.2-1 para los mismos sistemas, excepto para pórticos ordinarios resistentes a momento. En el Capítulo 12, los límites de altura aumentados para los sistemas estructurales de pórticos ordinarios resistentes al momento se aplican a los sistemas de construcción de metal, mientras que en el Capítulo 15 se aplican a los bastidores de tuberías con conexiones de momento atornilladas con placa de extremo. Se consideró que el comportamiento sísmico de los racks de tuberías era similar al de las estructuras de construcción metálicas con conexiones de momento atornilladas con placas de extremo, por lo que los límites de altura se establecieron como los especificados en ediciones anteriores.

La Tabla 15.4-1 también proporciona valores R más bajos con límites de altura menos restrictivos en los SDC D, E y F basados en el buen desempeño en terremotos pasados. Para algunas opciones, no se requieren detalles sísmicos si se utilizan valores muy bajos de R (y las correspondientes fuerzas sísmicas de diseño altas). El concepto de extender este enfoque a otros sistemas estructurales es objeto de futuras investigaciones utilizando la metodología desarrollada en FEMA P-695 ([FEMA 2009](#)).

Para estructuras que no sean de edificación que no sean similares a edificios, las cargas sísmicas de diseño se determinan como en el Capítulo 12 con tres excepciones: los períodos fundamentales se determinan de acuerdo con la Sección 15.4.4, los mínimos son los especificados en la Sección 15.4.1(2), y los coeficientes sísmicos son los especificados en la Tabla 15.4-2.

Algunas entradas en la Tabla 15.4-2 pueden parecer contradictorias o confusas. Por ejemplo, la primera entrada principal es para tanques elevados, recipientes, contenedores o tolvas. Un subconjunto de esta entrada es para tanques con patas arriostradas o no arriostradas. Esta subentrada está destinada a estructuras donde las columnas de soporte son integrales con el armazón (como un tanque de agua elevado). El arriostramiento solo de tensión está permitido para una estructura de este tipo. Cuando el tanque o recipiente esté soportado por marcos similares a los de un edificio, los marcos deben diseñarse de acuerdo con todas las restricciones normalmente aplicadas a los marcos de los edificios. La Sección 15.3 proporciona disposiciones para estructuras que no son de edificación soportadas por estructuras similares a edificaciones. A partir de la edición 2005 de ASCE 7, la Tabla 15.4-2 contenía una entrada para "Tanques o recipientes sostenidos sobre ~~estructuras~~ estructuras similares a edificios". En determinadas circunstancias, el texto proporcionado con esta entrada de la tabla entra en conflicto con los requisitos de la Sección 15.3. Si el peso de la estructura no edificable es relativamente pequeño en comparación con el peso de la estructura (menos del 25% del peso de la estructura) o la estructura no edificable es rígida, la estructura no edificable soportada puede tratarse como un componente no estructural y el Los valores de los coeficientes sísmicos de la estructura de soporte se pueden tomar de la Tabla 15.4-1. En estas circunstancias, la entrada suprimida era correcta. Sin embargo, si el peso de la estructura no edificable soportada no es pequeño y el

estructura que no es de construcción es flexible (lo cual suele ser el caso, especialmente cuando se considera la flexibilidad vertical y oscilante de las vigas de piso de apoyo), los coeficientes sísmicos se determinan como los más conservadores.

Los requisitos de torsión accidental de la Sección 12.8.4.2 se formularon principalmente para su uso en estructuras de edificios. Los principales factores que contribuyen a la torsión accidental son los sistemas resistentes a fuerzas laterales que se ubican principalmente cerca del centro de la estructura en lugar del perímetro, la concentración desproporcionada de demandas inelásticas en los componentes del sistema, los efectos de los elementos no estructurales, las incertidumbres en la definición de la rigidez de la estructura, características y variación espacial (y componentes rotacionales de los movimientos del suelo) de los movimientos de entrada horizontales aplicados a estructuras largas. No se espera que los sistemas inherentemente resistentes a la torsión como se define en la Sección 15.4.1, Punto 5, con valores de R menores o iguales a 3.5 tengan demandas inelásticas de un nivel que requiera una consideración adicional de torsión accidental. Además, las estructuras que no son de edificación rara vez contienen elementos no estructurales significativos que no se tienen en cuenta explícitamente en el diseño de estas estructuras y, por lo general, tienen características de masa y rigidez muy conocidas. Las estructuras que no son de edificación también rara vez, si acaso, tienen sus sistemas de resistencia a fuerzas laterales ubicados en el centro de la estructura en planta en lugar de en el perímetro. El requisito de que el centro de rigidez calculado en cada diafragma sea superior al 5 % de la dimensión en planta del diafragma en cada dirección desde el centro de masa calculado del diafragma impide configuraciones de elementos resistentes a fuerzas laterales que son inherentemente susceptibles a los efectos de torsión de estar exenta de los efectos de la torsión accidental. Las variaciones espaciales de los movimientos del terreno deben ser consideradas en el diseño de estructuras de longitud considerable.

Si hay variaciones significativas entre los pesos completo y vacío de la estructura, la torsión inherente causada por estas variaciones debe considerarse en el diseño de la estructura. Si hay una distribución no uniforme de masa en silos o contenedores que almacenan materiales a granel debido a múltiples puntos de llenado o descarga, múltiples tolvas, flujo de embudo no uniforme, comportamiento del material a granel u otras consideraciones operativas, la torsión inherente causada por estas condiciones debe ser considerada en el diseño del silo o silo.

**C15.4.1.1 Factor de Importancia.** El factor de importancia para una estructura que no es de edificación se basa en la categoría de riesgo definida en el Capítulo 1 de la norma o el código de construcción que se usa junto con la norma. En algunos casos, los estándares de referencia proporcionan un factor de importancia más alto, en cuyo caso se utiliza el factor de importancia más alto.

Si el factor de importancia se toma como 1,0 con base en un análisis de riesgo y operabilidad (HAZOP) realizado de acuerdo con el Capítulo 1, el tercer párrafo de la Sección 1.5.3 requiere una cuidadosa consideración; Se deben considerar los peores escenarios (descarga instantánea de un recipiente o sistema de tuberías). Los consultores de análisis de riesgos de HAZOP a menudo no hacen tales suposiciones, por lo que el profesional de diseño debe revisar el análisis HAZOP con el consultor de HAZOP para confirmar que tales suposiciones se hayan hecho para validar el ajuste del factor de importancia.

Es posible que los clientes no sepan que los consultores de HAZOP normalmente no consideran el peor de los casos de liberación instantánea, sino que tienden a centrarse en otros, más hipotéticos, limitados. escenarios de liberación, como los asociados con un orificio de 2 pulgadas (1290<sup>2</sup> mm<sup>2</sup>) en un tanque o recipiente.

**C15.4.2 Estructuras no edificables rígidas.** La definición de rígido (que tiene un período natural de menos de 0,06 s) se seleccionó con criterio. Por debajo de ese período, generalmente se cree que el contenido de energía del movimiento sísmico del suelo es muy bajo y, por lo tanto, no es probable que la respuesta del edificio se amplifique excesivamente.

Además, es poco probable que algún edificio tenga un primer período de modo tan bajo como 0,06 s, e incluso es inusual que un segundo período de modo sea tan bajo. Por lo tanto, la probabilidad de que se produzca un comportamiento resonante o una amplificación excesiva se vuelve bastante pequeña para los equipos que tienen períodos inferiores a 0,06 s.

El análisis para determinar el período de la no edificación la estructura debe incluir la flexibilidad de la subsaante del suelo.

**C15.4.3 Cargas.** En cuanto a los edificios, el peso sísmico debe incluir el rango de peso operativo de diseño del equipo permanente.

**C15.4.4 Período Fundamental.** Una diferencia significativa entre las estructuras de edificios y las estructuras que no son de edificios es que las fórmulas y los límites del período aproximado de la Sección 12.8.2.1 no se pueden usar para las estructuras que no son de edificios. En lugar de calcular un período específico para una estructura que no es de edificación para determinar las fuerzas laterales sísmicas, es conservador asumir un período de  $T = T_s$ , que da como resultado las fuerzas laterales de diseño más grandes.

Calcular el período fundamental no se considera una carga importante porque los programas de análisis informático más utilizados pueden realizar los cálculos necesarios.

**C15.4.7 Deriva, deflexión y separación de estructuras.** Las derivas, deflexiones y separaciones de estructuras que no son de edificios se calculan utilizando combinaciones de cargas factorizadas de diseño de resistencia para que sean compatibles con la definición de carga sísmica y la definición de los factores  $C_d$ . Esta filosofía es consistente con la de deriva, deflexiones y separación de estructuras para edificios definida en el Capítulo 12.

**C15.4.8 Espectros de respuesta específicos del sitio.** Cuando se requieran espectros de respuesta específicos del sitio, deben desarrollarse de acuerdo con el Capítulo 21 de la norma. Si se determina para otros intervalos de recurrencia, se aplica la Sección 21.1, pero las Secciones 21.2 a 21.4 se aplican solo a las determinaciones de terremotos máximos considerados con objetivos de riesgo (MCER). Cuando se utilicen otros intervalos de recurrencia, deberá demostrarse que también se cumplen los requisitos del Capítulo 15.

**C15.4.9 Anclajes en Concreto o Mampostería.** Muchas estructuras que no son de edificación se basan en el comportamiento dúctil de los pernos de anclaje para justificar el factor de modificación de respuesta,  $R$ , asignado a la estructura. Las estructuras que no son de construcción suelen depender más del anclaje para proporcionar ductilidad al sistema. Los requisitos adicionales de la Sección 15.4.9 proporcionan resistencia y ductilidad de anclaje adicionales para soportar los factores de modificación de respuesta asignados a estos sistemas. La adición de la Sección 15.4.9 brinda un tratamiento consistente del anclaje para estructuras que no son de edificación.

**C15.4.9.4 Anclajes ASTM F1554.** ASTM F1554 contiene una requisito que no es consistente con los requisitos de anclaje que se encuentran en el Capítulo 15. La Sección 6.4 de la norma ASTM F1554 permite que el proveedor de anclajes sustituya anclajes Grado 55 soldables por anclajes Grado 36 sin la aprobación del profesional de diseño registrado. Debido a que muchas estructuras que no son de construcción dependen de la capacidad de los anclajes para estirarse para justificar el factor de modificación de respuesta,  $R$ , asignado a la estructura, no se puede permitir que un anclaje de mayor rendimiento se sustituya por un anclaje de menor rendimiento sin la aprobación del diseño registrado.

Excepto cuando los anclajes se especifiquen y estén diseñados como anclajes de acero dúctil de acuerdo con ACI 318, Sección 17.2.3.4.3(a), o cuando el diseño deba cumplir con los requisitos de la Sección 15.7.5 o la Sección 15.7.11.7b, esta disposición no prohíbe que otro elemento de la estructura proporcione ductilidad. En ese caso, los anclajes ASTM F1554 estarían diseñados para las fuerzas correspondientes.

C15.4.10 Requisitos para cimientos de estructuras no edificables en sitios licuables. La Sección 12.13.9 permite que se construyan cimientos poco profundos en suelos licuables con una serie de restricciones. Muchas estructuras que no son de construcción son sensibles a grandes asentamientos de cimientos. Esta sensibilidad es causada por la restricción impuesta por la interconexión de tuberías y equipos y la sensibilidad al pandeo de las estructuras de lámina. Por lo tanto, para construir estas estructuras sobre cimientos poco profundos en suelos licuables, se debe demostrar que los cimientos, la estructura no edificable no similar a los edificios y los sistemas de conexión pueden diseñarse para la pérdida de resistencia del suelo, los asentamientos anticipados por expansión lateral y asentamientos totales y diferenciales inducidos por movimientos sísmicos MCEG.

## C15.5 ESTRUCTURAS NO EDIFICALES SIMILARES A EDIFICIOS

C15.5.1 Generalidades. Aunque ciertas estructuras que no son de construcción exhiben un comportamiento similar al de las estructuras de construcción, sus funciones y ocupaciones son diferentes. La Sección 15.5 de la norma aborda las diferencias.

C15.5.2 Bastidores de tuberías. Los bastidores de tubería independientes soportados al nivel o por debajo del nivel del suelo con sistemas de estructura que son similares a los sistemas de construcción están diseñados de acuerdo con la Sección 12.8 o 12.9 y la Sección 15.4. Los bastidores de tubería de una sola columna que resisten cargas laterales deben diseñarse como péndulos invertidos.

Con base en el buen desempeño en terremotos pasados, la Tabla 15.4-1 establece la opción de valores de R más bajos y límites de altura menos restrictivos para los sistemas estructurales comúnmente utilizados en bastidores de tubería. El compromiso entre el valor de R y el límite de altura reconoce que el tamaño de algunas estructuras que no son de edificación está determinado por factores distintos a las cargas tradicionales y da como resultado estructuras que son mucho más resistentes que las requeridas para las cargas sísmicas. Por lo tanto, la demanda de ductilidad es generalmente mucho menor que la de un edificio correspondiente. La intención es obtener el mismo rendimiento estructural a mayores alturas. Esta opción demuestra ser económica en la mayoría de las situaciones debido al costo relativo de los materiales y la mano de obra de construcción.

Los valores R más bajos y los límites de altura aumentados de la Tabla 15.4-1 se aplican a las estructuras que no son de edificación similares a los edificios; no se pueden aplicar a estructuras de edificios. La Tabla C15.5-1 ilustra los valores R y los límites de altura para un bastidor de tubería de marco de momento ordinario (OMF) de acero de 70 pies (21,3 m) de altura.

C15.5.3.1 Bastidores de almacenamiento de acero. Los dos enfoques para el diseño de estantes de almacenamiento de acero establecidos por la norma tienen por objeto producir resultados comparables. Las revisiones específicas de la especificación del Rack Manufacturers Institute (RMI) citadas en

Las ediciones de esta norma y los requisitos detallados de la especificación ANSI/RMI MH 16.1 reflejan las recomendaciones de FEMA 460 (FEMA 2005).

Aunque la especificación ANSI/RMI MH 16.1 refleja las recomendaciones de FEMA 460 (FEMA 2005), las disposiciones de anclaje de la especificación ANSI/RMI MH 16.1 no cumplen con ASCE/SEI 7. Por lo tanto, se agregaron requisitos de anclaje específicos en las Secciones 15.5 .3.1.1 y 15.5.3.1.2.

Estas recomendaciones abordan la preocupación de que los estantes de almacenamiento en las tiendas minoristas tipo almacén pueden representar un riesgo sísmico mayor para el público en general que el que existe en los almacenes de baja ocupación o en entornos minoristas más convencionales. En condiciones normales, las tiendas minoristas tienen una carga de ocupantes mucho mayor que un almacén ordinario de un tamaño comparable. Es mucho más probable que la falla de un sistema de estanterías de almacenamiento en un entorno minorista cause lesiones personales que una falla similar en un almacén de almacenamiento. Para proporcionar un nivel apropiado de seguridad adicional en áreas abiertas al público, se especifica un factor de importancia de 1,50. El contenido de los estantes de almacenamiento, aunque está más allá del alcance de la norma, puede representar una amenaza potencialmente grave para la vida si se cae de los estantes en un terremoto. Se recomienda que se proporcionen restricciones, como se muestra en la Fig. C15.5-1, para evitar que el contenido de las estanterías abiertas al público en general se caiga durante una fuerte sacudida del suelo.

C15.5.3.2 Estanterías de almacenamiento en voladizo de acero. Los dos enfoques para el diseño de estantes de almacenamiento en voladizo de acero establecidos por la norma están destinados a producir resultados comparables. El desarrollo específico de un nuevo estándar RMI para incluir los requisitos detallados de la nueva especificación ANSI/RMI MH 16.3 (2016), refleja las características únicas de este sistema de almacenamiento estructural, junto con las recomendaciones de FEMA 460, Consideraciones sísmicas para estantes de almacenamiento de acero. Ubicadas en Áreas Accesibles al Público.

Los valores de R, Cd y  $\ddot{\gamma}_0$  agregados a la Tabla 15.4-1 para estanterías de almacenamiento en voladizo de acero se tomaron directamente de la Tabla 2.7.2.2.3 (1) de ANSI/RMI MH 16.3.

Las disposiciones de anclaje de la especificación ANSI/RMI MH 16.3 no cumplen con ASCE/SEI 7. Por lo tanto, se agregaron requisitos de anclaje específicos en la Sección 15.5.3.2.1.

Estas recomendaciones abordan la preocupación de que los estantes de almacenamiento con voladizos de acero en las tiendas minoristas tipo almacén pueden representar un mayor riesgo sísmico para el público en general que el que existe en los almacenes de baja ocupación o en las tiendas minoristas más convencionales.

Tabla C15.5-1 Ejemplo de selección de valores R para bastidores de tubería OMF de acero

Sísmico Diseño Categoría	R	ASCE/SEI 7-10 Tabla	Sistema	Sísmico detallando Requisitos
C	3.5	12.2-1 o 15.4-1	Marco de momento ordinario de acero (OMF)	AISC 341
C	3	12.2-1	Sistemas de acero estructural no detallados específicamente para resistencia sísmica	Ninguna
D o E	2.5	15.4-1	OMF de acero con aumento de altura permitido	AISC 341
D, E o F 1		15.4-1	OMF de acero con altura ilimitada	AISC 341

FIGURA C15.5-1 Mercancía retenida por redes

Fuente: FEMA 460 Consideraciones sísmicas para estanterías de almacenamiento de acero.



FIGURA C15.5-2 Ejemplos de torres estructurales que no son integrales con el tanque soportado

Fuente: (izquierda) Cortesía de Chevron; reproducido con permiso. (derecha) Cortesía de CB&I LLC; reproducido con permiso.

entornos. En condiciones normales, las tiendas minoristas tienen una carga de ocupantes mucho mayor que un almacén común de un tamaño comparable. La falla de un sistema de estantes de almacenamiento en voladizo de acero en un entorno minorista tiene muchas más probabilidades de causar lesiones personales que una falla similar en un almacén de almacenamiento. Para proporcionar un nivel apropiado de seguridad adicional en áreas abiertas al público, se especifica un factor de importancia de 1,50. El contenido de los estantes de almacenamiento en voladizo de acero, aunque está más allá del alcance de la norma, puede representar una amenaza potencialmente grave para la vida si se cae de los estantes en un terremoto. Se recomienda que se proporcionen restricciones, como se muestra en la Figura C15.5-1, para evitar que el contenido de las estanterías abiertas al público en general se caiga durante una fuerte sacudida del suelo.

Todos los sistemas en ANSI/MH16.3, Tabla 2.7.2.2.3(1) son sistemas ordinarios. Para todos los sistemas en SDC B y C, los valores en ANSI/MH16.3 (2016), Tabla 2.7.2.2.3(1) para R,  $\delta_0$  y Cd corresponden a los valores que se muestran en la Tabla 12.2-1 para Steel Systems No detallado específicamente para la resistencia sísmica, excluyendo los sistemas de columnas en voladizo. No se requieren detalles sísmicos. Para sistemas de acero laminado en caliente en SDC D, E y F, los valores en ANSI/MH16.3, Tabla 2.7.2.2.3(1) para R,  $\delta_0$  y Cd corresponden a los valores que se muestran en la Tabla 15.4-1 para sistemas ordinarios con aumento de altura permitido excepto que no se aplican límites de altura. Los sistemas de acero laminado en caliente se detallan según AISC 341. Para los sistemas de acero conformado en frío en SDC D, E y F, los valores en ANSI/MH16.3 (2016), Tabla 2.7.2.2.3(1) para R,  $\delta_0$  y Cd corresponden a los valores que se muestran en la Tabla 15.4-1 para sistemas ordinarios con altura ilimitada.

No se requieren detalles sísmicos para los sistemas de acero conformado en frío. C15.5.4 Instalaciones de generación de energía eléctrica. Las plantas de energía eléctrica se parecen mucho a las estructuras de los edificios y su desempeño en eventos sísmicos ha sido bueno. Por razones de rendimiento mecánico, debe limitarse la deriva lateral de la estructura. El sistema de arriostramiento lateral de elección ha sido el marco arriostrado concéntricamente. En el pasado, los límites de altura de los marcos arriostrados en particular han sido un estorbo para el diseño de grandes instalaciones generadoras de energía. Con base en el desempeño pasado aceptable, la Tabla 15.4-1 permite el uso de marcos ordinarios arriostrados concéntricamente con valores R más bajos y límites de altura menos restrictivos. Esta opción es particularmente efectiva para edificios de calderas, que generalmente tienen una altura de 300 pies (91,4 m) o más.

Una peculiaridad de los grandes edificios de calderas es la práctica general de suspender la caldera de las estructuras del techo; esta práctica da como resultado una distribución de masa inusual, como se analiza en la Sección C15.1.3.



FIGURA C15.5-3 Ejemplos de torres estructurales que son integrales con el tanque soportado

Fuente: Cortesía de CB&I LLC; reproducido con permiso.

C15.5.5 Torres Estructurales para Tanques y Embarcaciones. Los requisitos de esta sección se aplican a torres estructurales que no son integrales con el tanque soportado. Los tanques de agua elevados diseñados de acuerdo con AWWA D100 no están sujetos a la Sección 15.5.5. Una torre estructural que soporta un tanque o embarcación se considera integral con el tanque o embarcación soportada cuando el armazón del tanque o embarcación actúa como parte del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas de la torre de soporte.

En la Fig. C15.5-2 se muestran ejemplos de torres estructurales que no son integrales con el tanque soportado. En la Fig. C15.5-3 se muestran ejemplos de torres estructurales que son integrales con el tanque soportado. Los ejemplos de torres estructurales que son integrales con el tanque soportado incluyen tanques de agua elevados soportados por columnas diseñadas para AWWA D100 y esferas de líquido y gas soportadas por columnas diseñadas según ASME BPVC, Sección VIII.

C15.5.6 Malecones y Embarcaderos. La práctica actual de la industria reconoce las claras diferencias entre las dos categorías de muelles y embarcaderos descritas en la norma. Los muelles y embarcaderos con ocupación pública, descritos en la Sección 15.5.6.2, se tratan comúnmente como los "cimientos" de edificios o estructuras similares a edificios; el diseño se realiza utilizando el estándar, probablemente bajo la jurisdicción del funcionario de construcción local. Los muelles y muelles que no están ocupados por el público en general a menudo reciben un trato diferente y están fuera del alcance de la norma; en muchos casos, estas estructuras no caen bajo la jurisdicción de

oficiales de construcción, y el diseño se realiza utilizando otros enfoques aceptados por la industria.

Las decisiones de diseño asociadas con estas estructuras a menudo reflejan consideraciones económicas tanto de los propietarios como de las entidades jurisdiccionales locales, regionales o estatales con interés en el desarrollo comercial. Cuando los funcionarios de construcción tienen jurisdicción pero carecen de experiencia en el análisis de estructuras de muelles y muelles, es común confiar en otros enfoques de diseño aceptados por la industria.

Cuando la ocupación por el público en general no es una consideración, el diseño sísmico de estructuras en los principales puertos y terminales marítimos a menudo utiliza un enfoque basado en el desempeño, con criterios y métodos que son muy diferentes de los que se utilizan para los edificios, como se establece en la norma. Los enfoques de diseño más comúnmente utilizados son generalmente consistentes con las prácticas y criterios descritos en los siguientes documentos: Guías de diseño sísmico para estructuras portuarias (2001); Ferrito et al. (1999); Priestley et al. (1996); Werner (1998); Normas de ingeniería y mantenimiento de terminales petroleras marinas (2005).

Estos enfoques alternativos han sido desarrollados durante un período de muchos años por grupos de trabajo dentro de la industria y reflejan la experiencia histórica y las características de desempeño de estas estructuras, que son muy diferentes de las estructuras de construcción.

El énfasis principal del enfoque de diseño basado en el rendimiento es proporcionar criterios y métodos que dependen de la importancia económica de una instalación. La adherencia a los criterios de desempeño en los documentos enumerados no busca proporcionar márgenes uniformes de colapso para todas las estructuras; se espera que su aplicación proporcione al menos tanta seguridad inherente para la vida como para los edificios diseñados utilizando la norma. Las razones del mayor nivel inherente de seguridad humana para estas estructuras incluyen las siguientes:

1. Estas estructuras tienen ocupación relativamente poco frecuente, con poco personal de trabajo y muy baja densidad de personal. La mayoría de estas estructuras consisten principalmente en áreas abiertas, sin estructuras cerradas que puedan derrumbarse sobre el personal. Los edificios de control pequeños en terminales petroleras marítimas o estructuras secundarias similares se diseñan comúnmente de acuerdo con el código de construcción local.
2. Estas estructuras de muelles o muelles generalmente se construyen con hormigón armado, hormigón pretensado o acero y son muy redundantes debido a la gran cantidad de pilotes que soportan una sola unidad de cubierta de muelle. Las pruebas realizadas en la Universidad de California en San Diego para el Puerto de Los Ángeles han demostrado que se pueden lograr altas ductilidades (10 o más) en el diseño de estas estructuras utilizando las prácticas que se utilizan actualmente en los puertos de California.
3. Las grúas de contenedores, los brazos de carga y otras estructuras o equipos importantes en muelles o muelles están diseñados específicamente para no derrumbarse en un terremoto. Por lo general, se incorporan pilotes y miembros estructurales adicionales en el muelle o muelle específicamente para soportar dichos elementos.
4. La experiencia ha demostrado que la "falla" sísmica de las estructuras de los muelles en zonas de fuerte sismicidad no está indicada por el colapso sino por deformaciones económicamente irreparables de los pilotes. La cubierta del muelle generalmente permanece nivelada o ligeramente inclinada, pero cambia de posición. La carga sísmica en estructuras marinas debidamente mantenidas nunca ha inducido fallas completas que puedan poner en peligro la seguridad de la vida.
5. Los criterios basados en el desempeño de los documentos enumerados abordan la reparabilidad de la estructura. Estos criterios son mucho más estrictos que los criterios de prevención de colapso y crean un mayor margen para la seguridad de la vida.

El diseño de carga lateral de estas estructuras en regiones sísmicas bajas, o incluso moderadas, a menudo se rige por otras condiciones marinas.

## C15.6 REQUISITOS GENERALES PARA ESTRUCTURAS NO CONSTRUIDAS NO SIMILARES A EDIFICIOS

Las estructuras no edificables que no son similares a los edificios exhiben un comportamiento marcadamente diferente al de las estructuras edificatorias. La mayoría de estos tipos de estructuras tienen documentos de referencia que abordan su desempeño y comportamiento estructural únicos. El movimiento del suelo en el estándar requiere una traducción adecuada para permitir su uso con los estándares de la industria.

**C15.6.1 Estructuras de retención de tierra.** La Sección C11.8.3 presenta enfoques comúnmente utilizados para el diseño de muros de no fluencia y muros de fluencia para flexión, volcamiento y deslizamiento, teniendo en cuenta los diferentes tipos de suelo, la importancia y la sismicidad del sitio.

### C15.6.2 Chimeneas y Chimeneas

**C15.6.2.1 Generalidades.** El diseño de chimeneas y chimeneas para resistir amenazas naturales generalmente se rige por consideraciones de diseño de viento. Las excepciones a esta regla general involucran ubicaciones con alta sismicidad, chimeneas y chimeneas con grandes masas elevadas y chimeneas y chimeneas con geometrías inusuales. Es prudente evaluar el efecto de las cargas sísmicas en todas las áreas menos en aquellas con la sismicidad más baja. Aunque no se requiere específicamente, se recomienda que los detalles sísmicos especiales requeridos en otras partes de la norma se consideren para la aplicación a chimeneas y chimeneas.

**C15.6.2.2 Chimeneas y Chimeneas de Concreto.** Las chimeneas de concreto típicamente poseen baja ductilidad, y su desempeño es especialmente crítico en las regiones alrededor de las aberturas grandes (brechas) debido a las reducciones en la resistencia y la pérdida de confinemento para el refuerzo vertical en las regiones de las jambas alrededor de las aberturas. Las fallas de chimeneas inducidas por terremotos han ocurrido en la historia reciente (en Turquía en 1999) y se han atribuido a problemas de resistencia y detalle (Kilic y Sozen 2003). Por lo tanto, el valor R de 3 utilizado tradicionalmente en ASCE/SEI 7-05 para chimeneas y chimeneas de hormigón se redujo a 2, y se agregaron requisitos detallados para aberturas de brechas en la edición de 2010 de esta norma.

**C15.6.2.3 Chimeneas y chimeneas de acero.** Las pilas y chimeneas de acero arriostradas generalmente son livianas. Como resultado, las cargas de diseño causadas por peligros naturales generalmente están gobernadas por el viento. En ocasiones, grandes llamaradas u otras masas elevadas ubicadas cerca de la parte superior pueden requerir un análisis sísmico en profundidad. Aunque no aborda específicamente la carga sísmica, el Capítulo 6 de Troitsky (1990) proporciona una metodología adecuada para la resolución de las fuerzas sísmicas definidas en la norma además de los requisitos que se encuentran en ASME STS-1.

**C15.6.4 Estructuras Hidráulicas Especiales.** Las estructuras hidráulicas especiales más comunes son las paredes deflectoras y los vertederos que se utilizan en las plantas de tratamiento de aguas y de aguas residuales. Debido a que hay aberturas en las paredes, durante las operaciones normales los niveles de fluido son iguales en cada lado de la pared y no ejercen una fuerza horizontal neta. El chapoteo durante un evento sísmico puede ejercer grandes fuerzas sobre el muro, como se ilustra en la figura C15.6-1. Las paredes pueden fallar a menos que estén diseñadas adecuadamente para resistir las fuerzas dinámicas del fluido.

**C15.6.5 Sistemas de Contención Secundaria.** Esta sección refleja el juicio de que diseñar todos los diques de embalse para el movimiento del suelo MCER cuando está lleno y dimensionar todos los diques de embalse para la altura del líquido chapoteante es demasiado conservador. El diseño de un dique de embalse lleno para el MCER supone la falla del

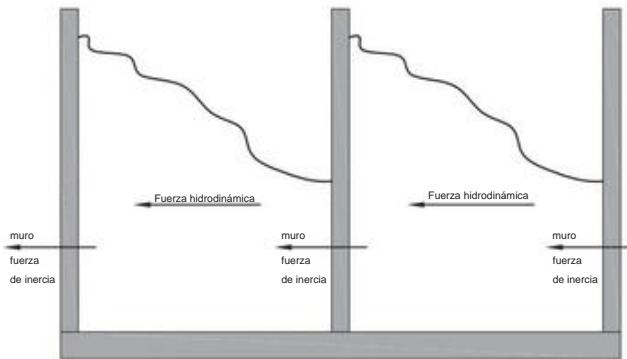


FIGURA C15.6-1 Fuerzas de pared

contención primaria y ocurrencia de una réplica significativa.

Tales réplicas significativas (de la misma magnitud que el movimiento del suelo MCER) son raras y no ocurren en todos los lugares.

Aunque el diseño explícito para réplicas no es un requisito de la norma, la contención secundaria debe diseñarse completamente para una réplica para proteger al público en general. El uso de dos tercios del movimiento del suelo MCER como la magnitud de la réplica de diseño está respaldado por la ley de Bath, según la cual la magnitud máxima esperada de la réplica puede estimarse en 1,2 unidades de escala por debajo de la magnitud del choque principal.

La evaluación de riesgos y el plan de gestión de riesgos descritos en la Sección 1.5.2 se utilizan para determinar dónde se debe diseñar la contención secundaria completa para el MCER. La decisión de diseñar una contención secundaria para esta condición más severa debe basarse en la probabilidad de que ocurra una réplica significativa en el sitio en particular, considerando el riesgo que representa para el público en general la liberación de material peligroso de la contención secundaria.

Los sistemas de contención secundaria deben estar diseñados para contener la altura del líquido chapoteante donde la liberación de líquido pondría en riesgo al público en general al exponerlo a materiales peligrosos, al socavar los cimientos de las estructuras adyacentes o al causar otros daños a las estructuras adyacentes.

**C15.6.5.1 Francobordo.** ecuación (15.6-1) se revisó en ASCE 7-10 para volver a la formulación teórica más exacta para la altura del líquido chapoteante en lugar del valor redondeado introducido en ASCE/SEI 7-05. El valor redondeado representó en parte la dirección máxima de los efectos de respuesta. Debido a que se cambió la definición de movimiento del suelo en ASCE/SEI 7-10 y ahora se tiene en cuenta directamente la dirección máxima de respuesta, ya no es necesario tener en cuenta estos efectos redondeando hacia arriba el factor teórico de altura del líquido chapoteante en la ecuación. (15.6-1).

**C15.6.6 Torres de telecomunicaciones.** Las torres de telecomunicaciones soportan pequeñas masas y su diseño generalmente se rige por las fuerzas del viento. Aunque las torres de telecomunicaciones tienen un historial de experimentar eventos sísmicos sin fallas ni daños significativos, se requiere un diseño sísmico de acuerdo con el estándar.

Por lo general, los elementos de arriostramiento se atornillan directamente (sin placas de refuerzo) a las patas de la torre, que consisten en tuberías o placas dobladas en una configuración de planta triangular.

**C15.6.7 Estructuras de soporte tubulares de acero para sistemas generadores de turbinas eólicas terrestres.** Las estructuras de soporte más comunes para los grandes sistemas de generadores de turbinas eólicas terrestres son las torres tubulares de acero. Las recomendaciones para el diseño de estas estructuras se pueden encontrar en ASCE/AWEA (2011). ASCE/AWEA (2011) se aplica a las turbinas eólicas que tienen un área barrida por el rotor



FIGURA C15.6-2 Estructura típica de soporte tubular de acero para sistemas generadores de turbinas eólicas terrestres

Fuente: Cortesía de GE Power; reproducido con permiso.

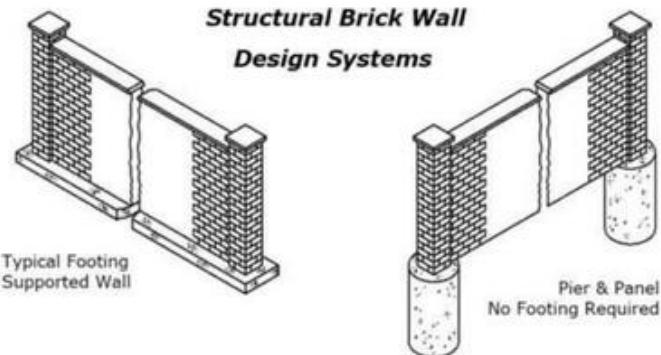


FIGURA C15.6-3 Sistemas típicos de muros en voladizo que cumplen con los requisitos de la Sección 15.6.8.

Fuente: Cortesía de JG Soules; reproducido con permiso.

más de 2,153 ft<sup>2</sup> (200 m<sup>2</sup>). Estas recomendaciones deben usarse junto con las fuerzas sísmicas laterales determinadas de acuerdo con la Sección 15.4. En la figura C15.6-2 se muestra una estructura típica de soporte tubular de acero para un sistema generador de turbina eólica en tierra .

#### C15.6.8 Muros o cercas en voladizo apoyados en el suelo.

Son comunes los muros en voladizo apoyados en el suelo y las cercas construidas con mampostería, concreto, madera o una combinación de materiales, incluido el acero. Dichos muros a menudo se usan como muros de barrera de sonido o para limitar el acceso a las subdivisiones residenciales.

Los muros y cercas en voladizo apoyados en el suelo incluyen muros sostenidos por una base y un pilar y paneles/pilastra y sistemas de muros de paneles (Fig. C15.6-3), siempre que estos sistemas no estén apoyados lateralmente en la dirección fuera del plano anterior. calificación. En la figura C15.6-4 se muestra un ejemplo de un muro en voladizo de mampostería apoyado en el suelo. Muchos muros en voladizo apoyados en el suelo y cercas construidos con mampostería u hormigón mal diseñados han experimentado problemas y han fallado durante los eventos sísmicos.



FIGURA C15.6-4 Pared típica en voladizo apoyada en el suelo de mampostería

como se evidencia en la Sección 6.3.9.1 de FEMA E-74 (2012), Reducción de los riesgos de daños no estructurales por terremoto: una guía práctica.

Las disposiciones para muros en voladizo apoyados en el suelo y cercas de más de 6 pies (1,83 m) de altura se incluyeron en ediciones anteriores del Código Uniforme de Construcción, incluido el Código Uniforme de Construcción de 1997 (ICBO 1997). Cuando se desarrolló el Código Internacional de Construcción, las disposiciones se eliminaron inadvertidamente y no se incorporaron en ASCE 7. Las paredes de todas las alturas deben diseñarse adecuadamente. La altura de 6 pies (1,83 m) se ha conservado del Código Uniforme de Construcción de 1997 como la altura mínima a la que se aplican estas disposiciones porque no se considera que las paredes de menos de 6 pies (1,83 m) de altura presenten un riesgo significativo para la vida, la seguridad.

Los parámetros de diseño sísmico elegidos para este sistema se basan en los que figuran en la Tabla 15.4-2 para "todas las demás estructuras, tanques o recipientes autosostenidos que no están cubiertos por las normas de referencia anteriores o que no son similares a los edificios", excepto que todos los límites de altura fueron cambiados a sin límite (NL), considerando que la estructura es un muro en voladizo. Los muros en voladizo cubiertos por estas disposiciones pueden ser de cualquier material o combinación de materiales; por lo tanto, se eligió un valor relativamente bajo de R para dar cuenta de estas combinaciones de materiales. Además, las pilas incorporadas en muchos de estos sistemas de muros son esencialmente columnas en voladizo ordinarias.

Las columnas en voladizo ordinarias en ASCE 7 tienden a tener valores R bajos, independientemente del material utilizado.

El Subcomité Sísmico de ASCE 7 tomó la decisión de que una pared o cerca independiente apoyada en el suelo no era una estructura de construcción similar a un edificio y debería estar sujeta a las disposiciones del Capítulo 15 en lugar del Capítulo 13.

## C15.7 TANQUES Y RECIPIENTES

**C15.7.1 Generalidades.** Los métodos para el diseño sísmico de tanques, actualmente adoptados por varios documentos de referencia, han evolucionado a partir de trabajos analíticos anteriores de Jacobsen (1949), Housner (1963), Velestos (1974), Haroun y Housner (1981) y otros. Los procedimientos utilizados para diseñar tanques de almacenamiento de fondo plano y contenedores de líquidos se basan en el trabajo de Housner (Departamento de Energía de EE. UU., 1963) y Wozniak y Mitchell (1978). Los documentos de referencia para tanques y recipientes tienen requisitos específicos para proteger contra fallas catastróficas de la estructura primaria.

basado en el comportamiento observado en eventos sísmicos desde la década de 1930.

Se han propuesto otros métodos de análisis, utilizando modelos de caparazón flexible, pero en la actualidad están más allá del alcance de la norma.

Los métodos de diseño aceptados por la industria utilizan tres pasos básicos:

1. Modelado dinámico de la estructura y sus contenidos. Cuando un tanque lleno de líquido se somete a la aceleración del suelo, la porción inferior del líquido contenido, identificado como el componente impulsivo de la masa,  $W_i$ , actúa como si fuera una masa sólida unida rígidamente a la pared del tanque. A medida que esta masa acelera, ejerce una fuerza horizontal,  $P_i$ , sobre la pared; esta fuerza es directamente proporcional a la aceleración máxima de la base del tanque. Esta fuerza se superpone a la fuerza de inercia del propio muro acelerador,  $P_s$ . Bajo la influencia de la misma aceleración del suelo, la parte superior del líquido contenido responde como si fuera una masa sólida unida de manera flexible a la pared del tanque. Esta porción, que oscila a su propia frecuencia natural, se identifica como la componente convectiva,  $W_c$ , y ejerce una fuerza horizontal,  $P_c$ , sobre la pared. Las oscilaciones de los componentes convectivos se caracterizan por el chapoteo en el que la superficie del líquido se eleva por encima del nivel estático en un lado del tanque y cae por debajo de ese nivel en el otro lado.
2. Determinación del período de vibración,  $T_i$ , de la estructura del tanque y de la componente impulsiva y determinación del período natural de oscilación (sloshing),  $T_c$ , de la componente convectiva.
3. Selección del espectro de respuesta de diseño. El espectro de respuesta puede ser específico del sitio o puede construirse sobre la base de los coeficientes sísmicos proporcionados en los códigos y normas nacionales. Una vez construido el espectro de respuesta de diseño, se obtienen las aceleraciones espectrales correspondientes a  $T_i$  y  $T_c$  y se utilizan para calcular las fuerzas dinámicas  $P_i$ ,  $P_s$  y  $P_c$ .

Las pautas detalladas para el diseño sísmico de tanques circulares, que incorporan estos conceptos en diversos grados, han sido el ámbito de al menos cuatro documentos de referencia de la industria: AWWA D100 para tanques de acero soldado (desde 1964); API 650 para tanques de almacenamiento de petróleo; AWWA D110 para tanques pretensados envueltos en alambre (desde 1986); y AWWA D115 para depósitos de hormigón pretensado tensado con tendones (desde 1995). Además, API 650 y API 620 contienen disposiciones para tanques de almacenamiento de petróleo, petroquímicos y criogénicos. El detalle y el rigor del análisis prescrito en estos documentos han evolucionado de un enfoque semiestático en las primeras ediciones a un enfoque más riguroso en la actualidad, lo que refleja la necesidad de incluir las propiedades dinámicas de estas estructuras.

Los requisitos de la Sección 15.7 están destinados a vincular los procedimientos más recientes para determinar las cargas sísmicas a nivel de diseño con los procedimientos de diseño de esfuerzos permisibles basados en los métodos de la norma. Estos requisitos, que en muchos casos identifican sustituciones específicas que se realizarán en las ecuaciones de diseño de los documentos de referencia, ayudarán a los usuarios de la norma a realizar interpretaciones coherentes.

ACI ha publicado ACI 350.3-06 (2006), Diseño sísmico de estructuras de hormigón que contienen líquidos. Este documento, que aborda todos los tipos de tanques de concreto (pretensado y no pretensado, circular y rectilíneo), tiene disposiciones que lamentablemente no son consistentes con los criterios sísmicos de ASCE/SEI 7.

Sin embargo, el documento, cuando se combina con las modificaciones requeridas en la Sección 15.7.7.3, sirve como una referencia práctica de carga de "cómo hacer" y una guía para complementar la aplicación de ACI 318, Capítulo 18.

**C15.7.2 Base de diseño.** En el caso del diseño sísmico de estructuras que no son de edificación, la estandarización requiere ajustes para

documentos de referencia de la industria para minimizar las inconsistencias existentes entre ellos, al mismo tiempo que se reconoce que las estructuras diseñadas y construidas a lo largo de los años de acuerdo con estos documentos se han desempeñado bien en terremotos de diversa severidad. De las inconsistencias entre los documentos de referencia, las más importantes para el diseño sísmico se relacionan con la ecuación de cortante base.

La cortante base tradicional toma la siguiente forma:

$$V = \frac{ZIS}{Rw} CW \quad (\text{C15.7-1})$$

Un examen de esos términos tal como se utilizan en los diferentes referencias revela lo siguiente:

1. Z, S: El coeficiente de zona sísmica, Z, ha sido bastante consistente entre todos los documentos porque generalmente se ha obtenido de las designaciones y mapas de zona sísmica en los códigos de construcción modelo. Sin embargo, el coeficiente del perfil del suelo, S, varía de un documento a otro. En algunos documentos, estos dos términos se combinan.
2. I: El Factor de Importancia, I, ha variado de un documento a otro, pero esta variación es inevitable y comprensible debido a la multitud de usos y grados de importancia de los tanques y embarcaciones.
3. C: El coeficiente C representa el factor de amplificación dinámica que define la forma del espectro de respuesta de diseño para cualquier aceleración del suelo dada. Debido a que C es principalmente una función de la frecuencia de vibración, las inconsistencias en su derivación de un documento a otro provienen de al menos dos fuentes: diferencias en las ecuaciones para la determinación de la frecuencia natural de vibración y diferencias en la ecuación para el coeficiente. ciente en sí mismo. (Por ejemplo, para el componente de caparazón/líquido impulsivo de la fuerza lateral, los documentos del tanque de acero usan una aceleración espectral de diseño constante [constante C] que es independiente del período "impulsivo", T). Además, el valor de C varía dependiendo de la relación de amortiguamiento asumida para la estructura vibrante (usualmente entre 2% y 7% del crítico).
4. Cuando se disponga de un espectro de respuesta específico del sitio, no es necesario calcular el coeficiente C, excepto en el caso del componente convectivo (coeficiente Cc), que se supone que oscila con un 0.5 % de amortiguamiento crítico y cuyo período de oscilación suele ser larga (superior a 2,5 s). Debido a que los espectros específicos del sitio generalmente se construyen para valores altos de amortiguamiento (3% a 7% del crítico) y debido a que el perfil espectral específico del sitio puede no estar bien definido en el rango de período largo, una ecuación para Cc aplicable a un 0.5 El porcentaje de amortiguamiento es necesario para calcular el componente convectivo de la fuerza sísmica.
5. Rw: El factor de modificación de la respuesta, Rw, es quizás el más difícil de cuantificar, por varias razones.

Aunque Rw es un coeficiente compuesto que se supone que refleja la ductilidad, la capacidad de disipación de energía y la redundancia de la estructura, también está influenciado por consideraciones de servicio, particularmente en el caso de estructuras que contienen líquidos.

En la norma, la ecuación de cortante base para la mayoría de las estructuras se ha reducido a  $V = CsW$ , donde el coeficiente de respuesta sísmica, Cs, reemplaza el producto  $ZSC=Rw$ . Cs se determina a partir de los parámetros de aceleración de respuesta espectral de diseño SDS y SD1 (en períodos cortos y en un período de 1, respectivamente), que a su vez se obtienen a partir de las aceleraciones espectrales de MCER mapeadas Ss y S1. Como en el caso de la referencia de la industria predominante

documentos, donde se encuentra disponible un espectro de respuesta específico del sitio, Cs se reemplaza por los valores reales de ese espectro.

El estándar contiene varias ecuaciones puente, cada una diseñada para permitir la aplicación adecuada de los criterios de diseño de un documento de referencia particular en el contexto del estándar.

Estas ecuaciones puente asociadas con tipos particulares de estructuras que contienen líquidos y los documentos de referencia correspondientes se analizan a continuación. El cálculo de los períodos de vibración de los componentes impulsivos y convectivos se realiza de acuerdo con los documentos de referencia, y la resistencia detallada y las tensiones admisibles para los elementos estructurales de cada estructura industrial no se modifican, excepto cuando la nueva información haya dado lugar a requisitos adicionales.

Se espera que las ecuaciones puente de la Sección 15.7.7.3 se eliminen a medida que los documentos de referencia relevantes se actualicen para cumplir con el estándar. Las ecuaciones puente proporcionadas anteriormente para AWWA D100 y API 650 ya se eliminaron como resultado de las actualizaciones de estos documentos.

Los tanques y las embarcaciones son sensibles a los movimientos verticales del suelo. Tradicionalmente, el enfoque ha sido aplicar un coeficiente sísmico vertical igual a 0.2SDS al diseño. Este enfoque de diseño provino del proceso utilizado para diseñar edificios y puede subestimar la respuesta vertical del tanque y su contenido.

Para tanques no cilíndricos, el aumento en la presión hidrostática causado por la excitación vertical ha tomado la forma de 0.4Sav, donde Sav se determina de acuerdo con la Sección 15.7.2 y la Sección 11.9. Esta presión se combina directamente con las cargas hidrodinámicas inducidas por los movimientos laterales del suelo. El resultado es igual a 100% horizontal más 40% vertical. La respuesta de los tanques cilíndricos a los movimientos verticales es bien conocida y está documentada en

varios papeles. A menos que se especifique lo contrario en un documento de referencia, el período vertical Tv puede determinarse mediante

$$TV = 2\ddot{\gamma} \frac{\dot{y}LRH^2L}{gtE s} \quad (\text{C15.7-2})$$

donde

$\dot{y}L$  = Peso unitario del líquido almacenado;

R = Radio del tanque al interior de la pared;

HL = altura del líquido dentro del tanque;

$g$  = aceleración causada por la gravedad en unidades consistentes;

t = espesor promedio de la cáscara; y E = módulo de elasticidad de la cáscara.

ecuación (C15.7-2) proviene de ACI 350.3 (2006) y se basa en una respuesta rígida del líquido a los movimientos verticales del suelo. Documentos adicionales, como la Sección 7.7.1 de las Directrices para el diseño sísmico de sistemas de oleoductos y gasoductos de la ASCE (1984), brindan soluciones para determinar la respuesta de un tanque flexible a los movimientos verticales del suelo. La respuesta de la estructura misma se establece igual a 0,4 veces el pico de los espectros de respuesta vertical. El uso del pico de los espectros de respuesta vertical reconoce la rigidez vertical de las paredes del tanque. Esta carga se combina directamente con cargas producidas por movimientos laterales del suelo. El resultado es igual a 100% horizontal más 40% vertical. También se debe tener en cuenta que R se ha agregado a la ecuación. (15.7-1). R se incluye en el cálculo de la tensión circunferencial porque la respuesta del cuerpo del tanque causada por la tensión circunferencial adicional de los movimientos verticales del suelo no es diferente de la respuesta del cuerpo del tanque causada por la tensión circunferencial adicional de los movimientos horizontales del suelo. ACI 350.3 ha utilizado esta filosofía durante muchos años.

C15.7.3 Resistencia y Ductilidad. Como es el caso de las estructuras de edificación, ductilidad y redundancia en los sistemas de soporte lateral

para tanques y recipientes son deseables y necesarios para un buen desempeño sísmico. Los tanques y los recipientes no son sistemas estructurales altamente redundantes y, por lo tanto, se necesitan materiales dúctiles y detalles de conexión bien diseñados para aumentar la capacidad del recipiente para absorber más energía sin fallar. El rendimiento crítico de muchos tanques y embarcaciones se rige por los requisitos de estabilidad del caparazón más que por la fluencia de los elementos estructurales. Por ejemplo, a diferencia de las estructuras de construcción, el estiramiento dúctil de los pernos de anclaje es un componente deseable de absorción de energía donde se anclan tanques y embarcaciones. El rendimiento de las torres con arriostramientos cruzados depende en gran medida de la capacidad de los puentes de compresión horizontales y los detalles de conexión para desarrollar completamente la tensión que cede en las varillas. En tales casos, también es importante evitar tanto la falla prematura en la parte roscada de la conexión como la falla de la conexión de la varilla a la columna antes de que la varilla ceda.

Los cambios realizados en la Sección 15.7.3(a) tienen por objeto garantizar que los anclajes y los accesorios de anclaje estén diseñados de tal manera que el anclaje ceda (se estire) antes de que falle el accesorio de anclaje a la estructura. Los cambios también aclaran que los requisitos de empotramiento de las varillas de anclaje deben basarse en los requisitos de la Sección 15.7.5 y no en la Sección 15.7.3(a).

**C15.7.4 Flexibilidad de los accesorios de tubería.** El mal desempeño de las conexiones de las tuberías (fugas y daños en los tanques) causado por deformaciones sísmicas es una debilidad principal observada en los eventos sísmicos. Aunque las conexiones de tuberías comúnmente utilizadas pueden impartir cargas mecánicas a la carcasa del tanque, el diseño adecuado en áreas sísmicas da como resultado cargas mecánicas insignificantes en las conexiones del tanque sujetas a los desplazamientos que se muestran en la Tabla 15.7-1. API 650 trata los valores que se muestran en la Tabla 15.7-1 como valores permisibles basados en la tensión y, por lo tanto, requiere que estos valores se multipliquen por 1.4 cuando se requieran valores de capacidad basados en la resistencia a la tracción.

Los desplazamientos que se muestran en la Tabla 15.7-1 se basan en movimientos observados durante eventos sísmicos pasados. Los movimientos verticales del tanque enumerados son causados por el estiramiento de los anclajes mecánicos o tendones de acero (en el caso de un tanque de concreto) para tanques anclados mecánicamente o la flexión causada por la flexión del fondo de los tanques autoanclados. Los movimientos horizontales enumerados son causados por la deformación del tanque en la base.

Además, los equipos interconectados, las pasarelas y los puentes entre múltiples tanques deben diseñarse para resistir las cargas y adaptarse a los desplazamientos impuestos por las fuerzas sísmicas. A menos que los tanques y recipientes conectados estén fundados en un mismo base rígida, se debe suponer que los movimientos diferenciales calculados están desfasados.

**C15.7.5 Anclaje.** Muchos tanques de acero se pueden diseñar sin anclajes utilizando detalles de placas anulares de acuerdo con los documentos de referencia. Donde los tanques deben ser anclados debido a potencial de vuelco, el diseño de anclaje adecuado proporciona tanto una unión de la carcasa como un detalle de empotramiento que permite que el perno rendimiento sin rasgar el caparazón o sacar el perno de la base. Los tanques anclados correctamente diseñados tienen una mayor fuerza de reserva para resistir la sobrecarga sísmica que los tanques no anclados.

Para garantizar que el perno ceda (se estire) antes de que falle el empotramiento del anclaje, el empotramiento del anclaje debe diseñarse de acuerdo con ACI 318, Eq. (17.4.1.2), y debe contar con una longitud de calibre mínima de ocho diámetros de perno. La longitud del calibre es la longitud del perno que se permite estirar. Puede incluir parte de la longitud de empotramiento en el hormigón que no está adherida al perno. En la figura C15.7-1 se muestra una representación de la longitud calibrada.

También es importante que el perno no se sobredimensione significativamente para garantizar que se estire. La prohibición de utilizar las combinaciones de carga con sobreresistencia de la Sección 12.4.3 tiene por objeto lograr este objetivo.

FIGURA C15.7-1 Longitud del calibre del perno

Cuando los pernos de anclaje y los accesorios estén desalineados, de modo que la tuerca de anclaje o la arandela no se apoyen uniformemente sobre el accesorio, las tensiones de flexión adicionales en las áreas roscadas pueden causar fallas prematuras antes de que el anclaje ceda.

#### C15.7.6 Tanques de almacenamiento de líquidos apoyados en tierra

**C15.7.6.1 Generalidades.** La respuesta de los tanques de almacenamiento terrestres a los terremotos está bien documentada por Housner (1963), Wozniak y Mitchell (1978), Velestos (1974) y otros. A diferencia de las estructuras de los edificios, la respuesta estructural de estos tanques está fuertemente influenciada por la interacción fluido-estructura. Las fuerzas de interacción fluido-estructura se clasifican como fuerzas de chapoteo (convectivas) y rígidas (impulsivas). La proporción de estas fuerzas depende de la geometría (relación altura-diámetro) del tanque. API 650, API 620, AWWA D100-11, AWWA D110, AWWA D115 y ACI 350.3 proporcionan los datos necesarios para determinar las masas y los momentos relativos para cada una de estas contribuciones.

La norma requiere que estas estructuras se diseñen de acuerdo con los documentos de referencia vigentes, excepto que la altura de la ola chapoteante,  $Y_s$ , debe calcularse utilizando la ecuación. (15.7-13). API 650 y AWWA D100-11 incluyen este requisito en sus últimas ediciones.

ecuaciones (15.7-10) y (15.7-11) proporcionan la aceleración espectral del líquido chapoteante para las regiones de velocidad constante y desplazamiento constante del espectro de respuesta, respectivamente. El factor 1,5 en estas ecuaciones es un ajuste para un 0,5 % de amortiguamiento. Una excepción en el uso de la ecuación. (15.7-11) se agregó para la edición 2010 de este estándar. El Subcomité Sísmico de ASCE 7 consideró que los valores mapeados de TL eran innecesariamente conservadores a la luz de los estudios específicos del sitio reales realizados desde la introducción de los requisitos de TL de ASCE/SEI 7-05. Estos estudios indican que los valores mapeados de TL parecen ser muy conservadores en base a las observaciones durante grandes terremotos recientes, especialmente el terremoto de Chile de 8,8 Mw de 2010, donde las grandes amplificaciones en períodos muy largos (6–10 s) tampoco fueron evidentes en los registros de movimiento del suelo o en el comportamiento de las estructuras de período largo (particularmente chapoteando en los tanques). Debido a que una revisión de los mapas TL es una tarea que requiere mucho tiempo y que no fue

posible durante el ciclo de actualización de 2010, se agregó una excepción para permitir el uso de valores específicos del sitio que son menores que los valores mapeados con un piso de 4 s o la mitad del valor mapeado de TL. La excepción se agregó en la Sección 15.7.6 porque, para las estructuras que no son de construcción, los valores excesivamente conservadores de TL son principalmente un problema para los tanques y las embarcaciones. La discusión de los procedimientos específicos del sitio se puede encontrar en el Comentario del Capítulo 22.

Los tanques y recipientes de diámetro pequeño son más susceptibles al vuelco y al pandeo vertical. Como regla general, una mayor relación  $H=D$  produce una menor resistencia al pandeo vertical.

Cuando  $H=D$  es mayor que 2, el vuelco se aproxima al comportamiento de "masa rígida" (la masa que se agita es pequeña). Los tanques de gran diámetro pueden estar gobernados por tensiones circulares hidrodinámicas adicionales en las regiones medias de la carcasa.

El período impulsivo (el período natural de los componentes del tanque y el componente impulsivo del líquido) está típicamente en el rango de 0,25 a 0,6 s. Hay muchos métodos disponibles para calcular el período impulsivo. El método de caparazón flexible Veletsos es comúnmente utilizado por muchos diseñadores de tanques. Véase, por ejemplo, Veletsos (1974) y Malhotra et al. (2000).

**C15.7.6.1.1 Distribución de Fuerzas Hidrodinámicas y de Inercia.**  
 La mayoría de los documentos de referencia para tanques definen cargas de reacción en la base de la interfase caparazón-cimentación, sin indicar la distribución de cargas en el caparazón en función de la altura. ACI 350.3 especifica la distribución vertical y horizontal de dichas cargas.

El momento de vuelco en la base del caparazón en los documentos de referencia de la industria es solo la parte del momento que se transfiere al caparazón. El momento de volcamiento total también incluye la variación en la presión del fondo, que es una consideración importante para el diseño de cabezales de pilotes, losas u otros elementos de soporte que deben resistir el momento de volcamiento total. Wozniak y Mitchell (1978) y US Department of Energy TID-7024 (1963) brindan información adicional.

**C15.7.6.1.2 Chapoteo.** En terremotos pasados, el chapoteo del contenido en los tanques de almacenamiento subterráneos ha causado fugas y daños no catastróficos en el techo y los componentes internos. Incluso este daño limitado y los costos e inconvenientes asociados pueden mitigarse significativamente cuando se consideran los siguientes elementos:

1. Masas efectivas y fuerzas hidrodinámicas en el contenedor; 2. Cargas impulsivas y de presión en a. La zona de chapoteo (es decir, la capa superior y el borde del sistema de techo); B. Los soportes internos (como las columnas de soporte del techo y los soportes de las bandejas); y C. El equipo interno (como anillos de distribución, tubos de acceso, pozos de bombeo y elevadores); y
3. Francobordo (que depende de la altura de las olas).

Cuando no se requiere francobordo, se recomienda un francobordo mínimo de 0,7ys por consideraciones económicas. francobordo es siempre requerido para los tanques asignados a la Categoría de Riesgo IV.

Los tanques y recipientes que almacenan materiales benignos desde el punto de vista biológico o ambiental generalmente no requieren francobordo para proteger la salud y la seguridad públicas. Sin embargo, proporcionar francobordo en áreas de ocurrencia sísmica frecuente para embarcaciones que normalmente operan a su máxima capacidad o cerca de ella puede reducir el daño (y el costo de las reparaciones posteriores) al techo y al contenedor superior. Se agregó la excepción al francobordo mínimo requerido según la Tabla 15.7-3 para tanques abiertos porque es raro que ocurran daños que perjudiquen la funcionalidad de la instalación cuando el agua o las aguas residuales municipales rebosan un tanque abierto, siempre que se han tomado medidas para interceptar y manejar adecuadamente el desbordamiento resultante.

La altura del líquido chapoteante especificada en la Sección 15.7.6.1.2 se basa en el sismo de diseño definido en la norma. Por razones económicas, el francobordo para los tanques asignados a la Categoría de riesgo I, II o III puede calcularse usando un valor fijo de TL igual a 4 s (como se indica en la Sección 15.7.6.1.2, c) pero usando el Factor de Importancia apropiado. tomado de la Tabla 1.5-2. Debido a cuestiones de funcionalidad operativa y de seguridad humana, el francobordo para los tanques asignados a la categoría de riesgo IV debe basarse en el valor mapeado de TL. Debido a que el uso del valor mapeado de TL da como resultado el valor máximo teórico de francobordo, el cálculo de francobordo en el caso de tanques de Categoría de Riesgo IV se basa en un Factor de Importancia igual a 1,0 (como se indica en la Sección 15.7.6.1.2 b). .

Si el francobordo provisto es menor que la altura de chapoteo calculada, ys, el líquido de chapoteo choca contra el techo en la vecindad de la junta de techo a pared, sometiéndolo a una fuerza hidrodinámica. Esta fuerza se puede aproximar considerando la ola que chapotea como una columna de líquido estática hipotética que tiene una altura, ys. Se puede suponer que la presión ejercida en cualquier punto a lo largo del techo a una distancia ys por encima de la superficie en reposo del líquido almacenado es igual a la presión hidrostática ejercida por la columna de líquido hipotética a una distancia ys ys de la parte superior de esa columna. columna. Una mejor aproximación de la presión ejercida sobre el techo se encuentra en Malhotra (2005, 2006).

Otro efecto de un francobordo menos que lleno es que la masa convectiva restringida (chapoteo) se "convierte" en una masa impulsiva, aumentando así las fuerzas impulsivas. Este efecto debe tenerse en cuenta en el diseño del tanque. En Malhotra (2005, 2006) se encuentra un método para convertir la masa convectiva restringida en una masa impulsiva. Se recomienda que, siempre que sea posible, se proporcione suficiente tabla libre para acomodar la altura total de chapoteo.

ecuación (15.7-13) fue revisado para usar la formulación teórica para la altura de las olas chapoteando en lugar del valor redondeado introducido en ASCE/SEI 7-05. El valor redondeado de la Ec. (15.6-1) aumentó el francobordo requerido en aproximadamente un 19 %, lo que aumentó significativamente el costo tanto de la contención secundaria como de los tanques de almacenamiento de gran diámetro apoyados en el suelo. Consulte la Sección C15.6.5.1 para obtener comentarios adicionales sobre el francobordo.

**C15.7.6.1.4 Elementos Internos.** Wozniak y Mitchell (1978) proporcionan un método de análisis reconocido para determinar las cargas laterales en los componentes internos causadas por el derrame de líquidos.

**C15.7.6.1.5 Resistencia al deslizamiento.** Históricamente, los tanques de acero apoyados en el suelo llenos de producto no se han resbalado de los cimientos. Algunos tanques vacíos sin anclaje o tanques de almacenamiento a granel sin fondos de acero se han movido lateralmente durante el movimiento sísmico del suelo. En la mayoría de los casos, estos tanques pueden devolverse a sus ubicaciones correspondientes. La resistencia al deslizamiento se obtiene a partir de la resistencia por fricción entre el fondo de acero y la arena.

cojín sobre el que se colocan los fondos. Debido a que los fondos de los tanques generalmente están coronados hacia el centro del tanque y están construidos con placas de acero individuales superpuestas y soldadas con filetes (lo que da como resultado un fondo áspero), es razonablemente conservador tomar el coeficiente de fricción final sobre el concreto como 0.70 (AISC 1986). ) y, por lo tanto, en el diseño se utiliza un valor de tan 30° (=0,577) para la arena. El valor de 30° representa el ángulo interno de fricción de la arena y se usa de manera conservadora en el diseño. El peso vertical del tanque y su contenido, reducido por el componente de aceleración vertical, proporciona la carga vertical neta. Se puede usar una combinación ortogonal de fuerzas sísmicas verticales y horizontales, siguiendo el procedimiento de la Sección 12.5.3. En los últimos años, un tema importante ha sido la prevención de la contaminación del subsuelo causada por la corrosión y las fugas en el fondo del tanque. Para evitar este problema, a menudo se usan revestimientos con el tanque

Fundación. Cuando se utilizan algunos de estos revestimientos, el deslizamiento del tanque y/o de los cimientos causado por el corte sísmico de la base puede ser un problema. Si el revestimiento está completamente contenido dentro de una base de muro anular de concreto, la superficie del revestimiento no es el plano crítico para verificar el deslizamiento. Si el revestimiento se coloca dentro de una base de tierra o encima o completamente debajo de una base de hormigón, es imperativo que se evalúe el deslizamiento. Se recomienda que el factor de seguridad de la resistencia al deslizamiento sea de al menos 1,5.

**C15.7.6.1.6 Transferencia de cortante local.** La transferencia del cortante sísmico del techo al armazón y del armazón a la base se logra mediante una combinación de cortante de membrana y cortante radial en la pared del tanque. Para los tanques de acero, el cortante sísmico radial (fuera del plano) es muy pequeño y por lo general se desprecia; por lo tanto, se supone que el cortante es resistido totalmente por el cortante de la membrana (en el plano). Para muros y láminas de hormigón, que tienen una mayor rigidez a cortante radial, la transferencia de cortante puede ser compartida. El comentario de ACI 350.3-06 (2006) proporciona más discusión.

**C15.7.6.1.7 Estabilidad de Presión.** La presión interna puede aumentar la capacidad crítica de pandeo de una lámina. En AWWA D100-11 (2011) [se incluye una disposición para incluir la estabilidad de la presión en la determinación de la resistencia al pandeo del armazón para cargas de vuelco.](#)

Pruebas recientes en caparazones cónicos y cilíndricos con presión interna produjeron una metodología de diseño para resistir cargas permanentes además de cargas sísmicas y de viento temporales ([Miller et al. 1997](#)).

**C15.7.6.1.8 Soporte de carcasa.** Los tanques de acero anclados deben calzarse y enlecharse para proporcionar un soporte adecuado para el armazón y para reducir el impacto en los pernos de anclaje bajo cargas reversibles.

Las altas presiones de apoyo en la base del cuerpo del tanque pueden causar deformaciones inelásticas en el material comprimible (como el tablero de fibra), creando un espacio entre el anclaje y el accesorio. A medida que la carga se invierte, el perno ya no está ajustado y puede ocurrir un impacto del accesorio en el anclaje. La lechada es un elemento estructural

y debe instalarse e inspeccionarse como una parte importante del sistema de resistencia a fuerzas verticales y laterales.

**C15.7.6.1.9 Reparación, Alteración o Reconstrucción.** Durante su vida útil, los tanques de almacenamiento se reparan, modifican o reubicán con frecuencia. Las reparaciones a menudo están relacionadas con la corrosión, el funcionamiento inadecuado o la sobrecarga por viento o eventos sísmicos. Se realizan modificaciones para cambios en el servicio, actualizaciones del equipo de seguridad para cambios en las reglamentaciones o instalación de conexiones de tuberías de proceso adicionales. Es imperativo que estas reparaciones y modificaciones se diseñen e implementen correctamente para mantener la integridad estructural del tanque o recipiente para cargas sísmicas y las cargas operativas de diseño.

La industria de tanques de acero para petróleo ha desarrollado pautas específicas en API 653 que son requisitos legales en algunos estados. Se recomienda que las disposiciones de API 653 también se apliquen a otros tanques de almacenamiento de líquidos (p. ej., agua, aguas residuales y productos químicos) en lo que respecta a reparaciones, modificaciones o reubicaciones que afecten el límite de presión o el sistema resistente a fuerzas laterales del tanque o recipiente.

**C15.7.7 Tanques y Recipientes para Almacenamiento y Tratamiento de Agua.** Los requisitos de diseño de la AWWA para estructuras de almacenamiento de agua de acero apoyadas en el suelo utilizan procedimientos de diseño de tensión admisible que se ajustan a los requisitos de la norma.

**C15.7.7.1 Acero Soldado.** AWWA D100 se refiere a ASCE 7-05 y repite los mapas de movimiento del suelo de diseño sísmico de ASCE 7-05 dentro del cuerpo del documento. Se agrega un requisito en esta sección para señalar al usuario los movimientos del suelo en la versión actual de ASCE 7. La cláusula en AWWA D100, Sección 13.5.4.4, "a menos que se especifique lo contrario" en el contexto de la determinación de

francobordo sísmico puede dar como resultado un francobordo sísmico por debajo del requerido por ASCE 7 y, por lo tanto, no está permitido.

**C15.7.7.2 Acero atornillado.** Se agrega una aclaración sobre los movimientos del suelo para usar en el diseño y se agregan restricciones sobre el uso de tanques Tipo 6 en AWWA D103 (2009). AWWA D103 se refiere a ASCE 7-05 y repite los mapas de movimiento del terreno ASCE 7-05 dentro del cuerpo del documento. Por lo tanto, se agrega una declaración aclaratoria para señalar al usuario los movimientos sísmicos del suelo de diseño en la versión actual de ASCE 7. Un tanque Tipo 6 es un tanque de carcasa de acero atornillado con fondo de concreto con un anillo de ajuste de base de acero incrustado. Los tanques tipo 6 se consideran anclados mecánicamente. No hay requisitos para el diseño del anclaje o el diseño del fondo (aparte de ACI 318) en AWWA D103. Para que el tanque se considere anclado mecánicamente, el fondo del tanque no puede levantarse. En este caso, el fondo del tanque es la base. Si el fondo o los cimientos se levantan, el tanque ahora es un tanque autoanclado y la compresión adicional de la carcasa que se desarrolla debe tenerse en cuenta en el diseño. Por eso, J en la ecuación 14-32 de AWWA D103 (2009) se limita a 0,785.

**C15.7.7.3 Concreto Armado y Pretensado.** Una revisión de ACI 350.3 (2006), Diseño sísmico de estructuras de hormigón que contienen líquido y comentario, reveló que este documento no está en acuerdo general con las disposiciones sísmicas de ASCE/SEI 7-10.

Esta sección se aclaró para señalar que el factor de importancia, I, y el factor de modificación de respuesta, R, deben ser especificados por ASCE/SEI 7 y no por el documento de referencia. Las descripciones utilizadas en ACI 350.3 para determinar los valores aplicables del factor de importancia y el factor de modificación de respuesta no coinciden con las utilizadas en ASCE/SEI 7.

Se observó que los movimientos del terreno para determinar las fuerzas sísmicas convectivas (de chapoteo) especificadas en ACI 350.3 no eran las mismas y en realidad son más bajas que las especificadas por ASCE/SEI 7. ACI 350.3 esencialmente redefine el período de transición de período largo, TL. Este período de transición alternativo permite que los tanques de gran diámetro tengan fuerzas convectivas significativamente más bajas y un francobordo sísmico más bajo que los permitidos por las disposiciones de ASCE/SEI 7. Por lo tanto, se revisó la Sección 15.7.7.3 para exigir que la aceleración convectiva se determine de acuerdo con el procedimiento que se encuentra en la Sección 15.7.6.1.

#### C15.7.8 Tanques y recipientes petroquímicos e industriales

Almacenamiento de líquidos

**C15.7.8.1 Acero Soldado.** El American Petroleum Institute (API) utiliza un procedimiento de diseño de tensión admisible que cumple con los requisitos de la norma.

Los daños más comunes a los tanques observados durante terremotos pasados incluyen lo siguiente:

1. Pandeo de la coraza del tanque cerca de la base debido a fuerzas axiales excesivas de la membrana. Este daño por pandeo suele ser evidente como pandeo en forma de "pata de elefante" a una corta distancia por encima de la base o como pandeo en forma de diamante en el anillo inferior. También se ha observado el pandeo del anillo superior.
2. Daños al techo causados por el impacto en la parte inferior del techo de líquido que se desborda con francobordo insuficiente.
3. Falla de tuberías u otros accesorios que estén demasiado contenidos.
4. Fallas de cimientos.

Aparte de los daños anteriores, el comportamiento sísmico de los techos flotantes durante los terremotos ha sido generalmente bueno, y los daños generalmente se limitan a los sellos del borde, los postes de medición y las escaleras. Sin embargo, los techos flotantes se han hundido en algunos terremotos.

debido a la falta de un francobordo adecuado o la flotabilidad y resistencia adecuadas requeridas por API 650. De manera similar, el rendimiento de los tanques abiertos con vigas de refuerzo contra el viento en la parte superior diseñadas según API 650 ha sido generalmente bueno.

**C15.7.8.2 Acero atornillado.** Los tanques de acero atornillados se utilizan a menudo para funciones temporales. Cuando el uso sea temporal, puede ser aceptable para la autoridad jurisdiccional diseñar tanques de acero atornillados para cargas no sísmicas o para cargas sísmicas reducidas con base en un período de retorno reducido. Para dichas cargas reducidas basadas en un tiempo de exposición reducido, el propietario debe incluir un contrato de remoción firmado con la fecha fija de remoción como parte de la presentación a la autoridad competente.

#### C15.7.9 Tanques de almacenamiento apoyados en tierra para materiales granulares

**C15.7.9.1 Generalidades.** La respuesta de un tanque de almacenamiento apoyado en el suelo que almacena materiales granulares a un evento sísmico depende en gran medida de su relación altura-diámetro ( $H=D$ ) y de las características del producto almacenado. Los efectos de la fricción intergranular se describen con más detalle en la Sección [C15.7.9.3.1](#)

(aumento de la presión lateral), [C15.7.9.3.2](#) (masa efectiva) y [C15.7.9.3.3](#) (densidad efectiva).

Los aumentos a largo plazo en la tensión circunferencial de la cáscara debido a los cambios de temperatura después de que el producto ha sido compactado también deben incluirse en el análisis de la cáscara; Anderson (1966) proporciona un método adecuado.

#### C15.7.9.2 Determinación de fuerza lateral. Las fuerzas sísmicas actúan

Los tanques de almacenamiento de líquidos apoyados en el suelo se dividen entre componentes impulsivos y convectivos (salpicaduras). Sin embargo, en un tanque de almacenamiento para materiales granulares apoyado en el suelo, todas las fuerzas sísmicas son del tipo impulsivo y se relacionan con el período del tanque de almacenamiento mismo. Debido al período relativamente corto del caparazón de un tanque, la respuesta normalmente se encuentra en la región de aceleración constante del espectro de respuesta, que se relaciona con SDS. Por lo tanto, el cortante base sísmico se calcula de la siguiente manera:

$$V = \quad \text{(C15.7-3)}$$

donde  $V$ , SDS,  $I$  y  $R$  han sido previamente definidos, y  $W_{\text{efectivo}}$  es el peso bruto del producto almacenado multiplicado por un factor de masa efectiva y un factor de densidad efectiva, como se describe en las Secciones [C15.7.9.3.2](#) y [C15.7.9.3.3](#), más el peso muerto del tanque. A menos que se justifique mediante pruebas, se recomienda que el producto del factor de masa efectiva y el factor de densidad efectiva se tome como no menos de 0,5 debido a los datos limitados de las pruebas.

y las propiedades altamente variables del producto almacenado.

#### C15.7.9.3 Distribución de fuerzas a Shell y Foundation

**C15.7.9.3.1 Aumento de la Presión Lateral.** En un tanque apoyado en el suelo que almacena materiales granulares, se desarrollan presiones laterales aumentadas como resultado de las fuerzas del cuerpo rígido que son proporcionales a la aceleración del suelo. La información sobre el diseño para tal presión es escasa. Trahair et al. (1983) describen tanto un método conservador simple como un método analítico difícil utilizando cuñas de falla basadas en las modificaciones de Mononobe-Okabe del método clásico de Coulomb.

**C15.7.9.3.2 Masa efectiva.** Para tanques apoyados en el suelo que almacenan materiales granulares, gran parte de la carga sísmica lateral se puede transferir directamente a la cimentación, a través de cortante intergranular, antes de que pueda llegar al cuerpo del tanque. La masa efectiva que carga

la carcasa del tanque depende en gran medida de la relación  $H=D$  del tanque y de las características del producto almacenado. La información cuantitativa sobre este efecto es escasa, pero Trahair et al. (1983) describen un método simple y conservador para determinar la masa efectiva. Ese método presenta reducciones en la masa efectiva, que pueden ser significativas, para relaciones  $H=D$  menores a 2. Este efecto está ausente para tanques elevados.

**C15.7.9.3.3 Densidad efectiva.** El material granular almacenado en tanques (tanto apoyados en el suelo como elevados) no se comporta como una masa sólida. La pérdida de energía a través del movimiento intergranular y la fricción grano a grano en el material almacenado reduce efectivamente la masa sujeta a la aceleración horizontal. Este efecto se puede cuantificar mediante un factor de densidad efectiva inferior a 1,0.

Basado en Chandrasekaran y Jain (1968) y en pruebas de mesa vibratoria reportadas en Chandrasekaran et al. (1968), ACI 313 (1997) recomienda un factor de densidad efectiva de no menos de 0,8 para la mayoría de los materiales granulares. Según Chandrasekaran y Jain (1968), un factor de densidad efectiva de 0,9 es más apropiado para materiales con módulos de elasticidad altos, como agregados y minerales metálicos.

**C15.7.9.3.4 Deslizamiento lateral.** La mayoría de los tanques de almacenamiento de acero apoyados en el suelo para materiales granulares descansan sobre un anillo de base y no tienen fondo de acero. Para resistir el cortante base sísmico, se utiliza una placa anular o de fondo parcial en combinación con pernos de anclaje o un ángulo de bordillo. Se puede usar una placa anular sola para resistir el cortante base sísmico a través de la fricción entre la placa y la cimentación, en cuyo caso se aplican los límites de fricción de la Sección 15.7.6.1.5. El detalle del ángulo del bordillo sirve para mantener redonda la base del caparazón mientras le permite moverse y flexionarse bajo carga sísmica. En la Fig. 13 de Kaups y Lieb (1985) se muestran varios detalles de la base.

**C15.7.9.3.5 Sistemas de anclaje combinados.** Esta sección está destinada a aplicarse a sistemas de anclaje combinados que comparten cargas con base en sus rigideces relativas, y no a sistemas donde el deslizamiento es resistido completamente por un sistema (como una placa anular de acero) y el vuelco es resistido completamente por otro sistema (como pernos de anclaje).

#### C15.7.10 Tanques y Recipientes Elevados para Líquidos y Materiales Granulares

**C15.7.10.1 Generalidades.** Los tres sistemas básicos resistentes a cargas laterales para tanques de agua elevados se definen por su estructura de soporte:

1. Tanques de acero arriostrado de múltiples patas (torres armadas, como se muestra en la Fig. [C15.1-1](#)); 2. Tanque de acero de pedestal único y diámetro pequeño (columna en voladizo, como se muestra en la Fig. [C15.7-2](#)); y 3. Tanques de un solo pedestal de gran diámetro construidos con acero u hormigón (muros de corte de carga, como se muestra en la Fig. [C15.7-3](#)).

Los tanques de patas múltiples no reforzados son poco comunes. Este tipo de tanques difieren en su comportamiento, redundancia y resistencia a la sobrecarga. Los tanques de pedestal de múltiples patas y de diámetro pequeño tienen períodos fundamentales más largos (generalmente mayores de 2 s) que los tanques de tipo de pared de corte (generalmente menores de 2 s). Los mecanismos de falla por carga lateral generalmente son la falla de las riostras para tanques de múltiples patas, el pandeo por compresión para tanques de acero de diámetro pequeño, el pandeo por compresión o cortante para tanques de acero de gran diámetro y la falla por cortante para tanques de concreto de gran diámetro. Los detalles de conexión, soldadura y refuerzo requieren atención cuidadosa para movilizar toda la fuerza de estas estructuras. Para proporcionar un mayor margen de seguridad, los factores  $R$  utilizados con tanques elevados suelen ser menores que los de otros sistemas comparables de resistencia a cargas laterales.



FIGURA C15.7-2 Tanque de acero de un solo pedestal de diámetro pequeño

Fuente: Cortesía de CB&amp;I LLC; reproducido con permiso.

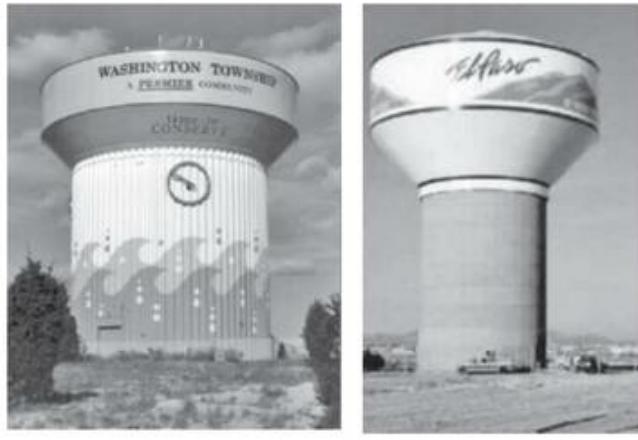


FIGURA C15.7-3 Tanque de un solo pedestal de gran diámetro

Fuente: Cortesía de CB&amp;I LLC; reproducido con permiso.

**C15.7.10.4 Transferencia de Fuerzas Laterales a la Torre de Apoyo.** Las cargas verticales y cortantes transferidas en la base de un tanque o recipiente sostenido por rejillas o vigas generalmente varía alrededor de la base debido a la rigidez relativa de los soportes, los asentamientos y las variaciones en la construcción. Tales variaciones deben ser consideradas en el diseño para cargas verticales y horizontales.

**C15.7.10.5 Evaluación de estructuras sensibles a la falla por pandeo.** Las estructuras que no son de edificación que están diseñadas con una redundancia estructural limitada para cargas laterales pueden ser susceptibles de falla total cuando se cargan más allá de las cargas de diseño. Este fenómeno es particularmente cierto para las estructuras tipo caparazón que exhiben un comportamiento inestable posterior al pandeo, como tanques y recipientes sostenidos sobre faldas o pedestales de caparazón. La evaluación de esta condición crítica asegura la estabilidad de la estructura que no es de edificación para las

La aceleración de respuesta espectral de diseño,  $S_a$ , utilizada en esta evaluación incluye factores de sitio. El coeficiente  $I=R$  se toma como 1,0 para esta comprobación crítica. La capacidad estructural de la coraza es

como la resistencia crítica al pandeo (es decir, el factor de seguridad es 1,0). No es necesario considerar las combinaciones verticales y ortogonales para esta evaluación porque la probabilidad de que los valores máximos ocurran simultáneamente es muy baja.

La intención de la Sección 15.7.10.5 y la Tabla 15.4-2 es que las embarcaciones con faldones deben verificarse para cargas sísmicas basadas en  $Ie=R = 1.0$  si la estructura cae en la Categoría de riesgo IV o si se usa un valor R de 3.0 en el diseño. del buque A los efectos de esta sección, un faldón es un cilindro o cono de acero de paredes delgadas que se utiliza para soportar la compresión del recipiente. Los recipientes apoyados en faldones fallan por pandeo, que no es un modo de falla dúctil. Por lo tanto, se requiere un enfoque de diseño más conservador. La verificación  $Ie=R= 1.0$  típicamente gobierna el diseño del faldón usando cargas determinadas con un factor R de 3 en un área de actividad sísmica de moderada a alta. El único beneficio de usar un factor R de 3 en este caso está en el diseño de la cimentación. No se requiere que la cimentación esté diseñada para la carga  $Ie=R= 1.0$ . La Sección 15.7.10.5, inciso b, establece que la resistencia de la estructura debe definirse como la resistencia crítica al pandeo del elemento para la carga  $Ie=R = 1.0$ . Esta estipulación significa que el faldón de apoyo se puede diseñar en función del pandeo crítico (factor R de 1,0). La resistencia crítica al pandeo de una falda se puede determinar utilizando varias fuentes publicadas. Los dos métodos más comunes para determinar la resistencia crítica al pandeo de un faldón son ASME BPVC (2007), Sección VIII, División 2, Anexos de 2008, Párrafo 4.4, utilizando un factor de seguridad de 1,0 y AWWA D100-05 (2006a), Sección 13.4.3.4. Para utilizar estos métodos, el radio, la longitud y el grosor de la falda; módulo de elasticidad del acero; y el límite elástico del acero son requeridos. Estos métodos tienen en cuenta tanto el pandeo local como los efectos de esbeltez del faldón. Bajo ninguna circunstancia se debe utilizar la resistencia teórica al pandeo de un cilindro, que se encuentra en muchos textos de ingeniería mecánica, para determinar la resistencia crítica al pandeo del faldón. El valor teórico, basado en un cilindro perfecto, no tiene en cuenta las imperfecciones incorporadas en los faldones reales. El valor de pandeo teórico es varias veces mayor que el valor real medido en las pruebas. Los valores de pandeo que se encuentran en las referencias sugeridas arriba se basan en pruebas reales.

En las [Figs . C15.7-4 y C15.7-5](#).

**C15.7.10.7 Tanques de pedestal de concreto (compuestos).** Un tanque de almacenamiento de agua elevado compuesto se compone de un tanque de acero soldado para una contención hermética, una estructura de soporte de concreto de un solo pedestal, una base y accesorios. El sistema resistente a la carga lateral es un muro de corte de hormigón portante. ACI 371R ([1998](#)), a la que se hace referencia en ediciones anteriores de ASCE 7, ha sido reemplazada por AWWA D107 ([2010](#)). Debido a que AWWA D107-10 se basa en los movimientos de suelo de diseño sísmico de ASCE 7-05, se agregó un requisito en la Sección 15.7.10.7 para exigir el uso de los movimientos de suelo de diseño sísmico de la Sección 15.7.10.7.

**C15.7.11 Calderas y Recipientes a Presión.** El sistema de soporte para calderas y recipientes a presión debe estar diseñado para las fuerzas y desplazamientos sísmicos presentados en la norma. Dicho diseño debe incluir la consideración del soporte, la fijación del soporte al recipiente (incluso si es "integral") y el cuerpo del recipiente mismo, que está sujeto a esfuerzos locales impuestos por la conexión del soporte.

**C15.7.12 Esferas de Líquido y gas.** El comentario en la Sección [C15.7.11](#) también se aplica a esferas líquidas y gaseosas.

**C15.7.13 Tanques y recipientes de almacenamiento de líquidos de gas refrigerados.** Aunque algunos tanques de almacenamiento refrigerados y

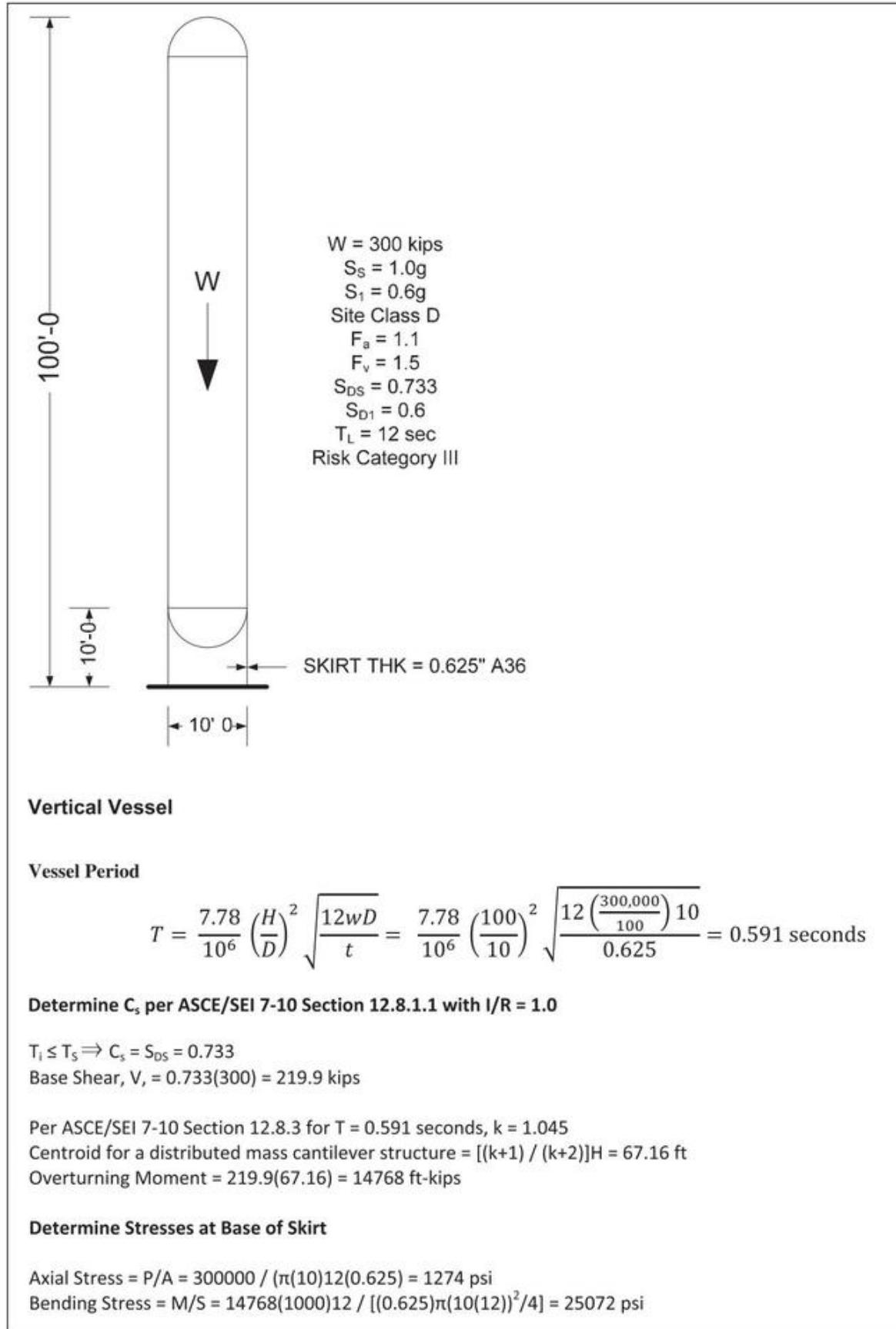


FIGURA C15.7-4 Problema de ejemplo usando ASME BPVC (2007), Sección VIII, División 2, Anexos de 2008, Párrafo 4.4

continúa

### Input Data for ASME Section VIII, Div. 2 Buckling Checks (Paragraph 4.4)

#### Input Values

Course =	Skirt	
$t$ = thickness of vessel section =	0.625	in.
$H_T$ = top elevation of course =	120	in.
$H_B$ = bottom elevation of course =	0	in.
$D_0$ = outer diameter of vessel section =	120	in.
$E_y$ = material modulus of elasticity =	29,000,000	psi
$S_y$ = material yield strength =	36,000	psi
$P_{ext}$ = external pressure =	0.000	psi
$f_a$ = axial comp membrane stress from axial load =	1,274	psi
$f_b$ = axial comp membrane stress from bending =	25,072	psi
$V$ = net section shear force =	219,900	lbs
$V_{phi}$ = applied shear force angle =	90	deg.
$C_m$ = coefficient =	1	0.85, 1, or $0.6 - 0.4(M_1/M_2)$
$K_u$ = effective length factor =	2.1	Free-Fixed
$L_u$ = maximum unbraced length =	1,200	in.
$L$ = design length vessel section for external pressure =	120	in.
$L$ = design length vessel section for axial compression =	120	in.
FS = Input Factor of Safety =	1.0	

#### Calculated Values

$R_o$ = outer radius of shell section =	60	in.
$R$ = radius to center of shell =	59.6875	in.
$R_m$ = vessel mean radius =	59.6875	in.
$r$ = radius of gyration of cyl = $(1/4)(D_o^2 + D_i^2)^{0.5}$ =	42.2	in.
$A$ = Cross sectional area of cylinder =	234.4	in <sup>2</sup>
$f_q$ = axial compressive membrane stress = $P_{ext}\pi D_i^2 / 4A$ =	0.0	psi

#### 4.4.12 Combined Loadings and Allowable Compressive Stresses (continued)

- b) Axial Compressive Stress Acting Alone - The allowable axial compressive membrane stress of a cylinder subject to an axial compressive load acting alone,  $F_{xa}$ , is computed by following equations.

##### 1) For $\lambda_c \leq 0.15$ (Local Buckling)

$$F_{xa} = \min [F_{xa1}, F_{xa2}] \quad (4.4.61)$$

$$F_{xa1} = S_y / FS \quad \text{for } D_0/t \leq 135 \quad (4.4.62)$$

$$F_{xa1} = 466 S_y / [(331 + D_0/t) FS] \quad \text{for } 135 < D_0/t < 600 \quad (4.4.63)$$

$$F_{xa1} = 0.5 S_y / FS \quad \text{for } 135 < D_0/t < 600 \quad (4.4.64)$$

$$F_{xa2} = F_{xe} / FS \quad (4.4.65)$$

$$\text{where: } F_{xe} = C_x E_y t / D_0 \quad (4.4.66)$$

$$C_x = \min[409 c / [389 + D_0/t], 0.9] \quad \text{for } D_0/t < 1247 \quad (4.4.67)$$

$$C_x = 0.25 c \quad \text{for } 1247 \leq D_0/t \leq 2000 \quad (4.4.68)$$

$$c = 2.64 \quad \text{for } M_x \leq 1.5 \quad (4.4.69)$$

$$c = 3.13 / M_x^{0.42} \quad \text{for } 1.5 < M_x < 15 \quad (4.4.70)$$

$$c = 1.0 \quad \text{for } M_x \geq 15 \quad (4.4.71)$$

FIGURA C15.7-4 (Continuación) Problema de ejemplo usando ASME BPVC (2007), Sección VIII, División 2, Anexos de 2008, Párrafo 4.4

continúa

#### 4.4.12 Combined Loadings and Allowable Compressive Stresses (continued)

$$M_x = L/(R_o t)^{1/2} \quad (4.4.124)$$

where L is the design length of a vessel section between lines of support

$$D_o/t = 192.00 \quad 135 < D_o/t < 600$$

$$M_x = L/(R_o t)^{1/2} = 19.60 > 15 \quad c = 1.0000$$

$$D_o/t < 1247 \quad C_x = \min [409 c / [389 + D_o/t], 0.9] = 0.7039587 \quad (4.4.67)$$

$$F_{xe} = C_x E_y t / D_o = 106,327 \text{ psi} \quad (4.4.66)$$

Calculate  $F_{xa1}$

$$F_{ic} = 466 * S_y / (331 + D_o/t) = 32,076 \text{ psi}$$

Use Input FS = 1.0

$$F_{xa1} = 466 * S_y / [(331 + D_o/t)FS] = 32,076 \text{ psi}$$

Calculate  $F_{xa2}$

$$F_{ic} = 106,327 \text{ psi}$$

Use Input FS = 1.0

$$F_{xa2} = F_{xe}/FS = 106,327 \text{ psi} \quad (4.4.65)$$

Calculate  $F_{xa}$

$$F_{xa} = \min [F_{xa1}, F_{xa2}] = 32,076 \text{ psi} \quad (4.4.61)$$

$$\lambda_c = (K)(L_u) / [(\pi)(r_g)] [(F_{xa} / (FS) / E)]^{0.5} = 0.6321 \quad 0.15 < \lambda_c < 1.147$$

#### 2) For $\lambda_c > 0.15$ and $K_u L_u / r_g < 200$ (Column Buckling)

$$F_{ca} = F_{xa} (1 - 0.74 (\lambda_c - 0.15))^{0.3} \quad 0.15 < \lambda_c < 1.147 \quad (4.4.72)$$

$$F_{ca} = 0.88 F_{xa} / (\lambda_c)^2 \quad \lambda_c \geq 1.147 \quad (4.4.73)$$

$$KL_u / r_g = 59.7 < 200$$

$\lambda_c > 0.15$  and  $KL_u / r_g < 200$  therefore:

$$F_{ca} = F_{xa} (1 - 0.74 (\lambda_c - 0.15))^{0.3} = 28,100 \text{ psi}$$

- c) Compressive Bending Stress - The allowable axial compressive membrane stress of a cylindrical shell subject to a bending moment acting across the full circular cross section  $F_{ba}$ , is computed using the following equations.

$$F_{ba} = F_{xa} \quad \text{for } 135 \leq D_o / t \leq 2000 \quad (4.4.74)$$

$$F_{ba} = 466 S_y / [(331 + D_o / t) FS] \quad \text{for } 100 < D_o / t < 135 \quad (4.4.75)$$

$$F_{ba} = 1.081 S_y / FS \quad \text{for } D_o / t < 100 \text{ and } y > 0.11 \quad (4.4.76)$$

$$F_{ba} = (1.4 - 2.9 y) S_y / FS \quad \text{for } D_o / t < 100 \text{ and } y < 0.11 \quad (4.4.77)$$

$$\text{where: } y = S_y D_o / E_y t \quad (4.4.78)$$

$$D_o / t = 192$$

$$y = S_y D_o / E_y t = 0.2383 \quad F_{ic} = F_{xa} \\ F_{ic} = 32,076 \text{ psi}$$

$$D_o / t = 192 > 135 \text{ (see Sect. 3.1.1)} \quad \text{Use Input FS = 1.0}$$

$$F_{ba} = F_{xa} = 32,076 \text{ psi}$$

FIGURA C15.7-4 (Continuación) Problema de ejemplo usando ASME BPVC (2007), Sección VIII, División 2, Anexos de 2008, Párrafo 4.4

continúa

- d) Shear Stress - The allowable shear stress of a cylindrical shell,  $F_{va}$ , is computed using the following equations.

$$F_{va} = n_v F_{ve} / FS \quad (4.4.79)$$

$$\text{where: } F_{ve} = a_v C_v E t / D_o \quad (4.4.80)$$

$$C_v = 4.454 \quad \text{for } M_x < 1.5 \quad (4.4.81)$$

$$C_v = (9.64 / M_x^2) (1 + 0.0239 M_x^3)^{1/2} \quad \text{for } 1.5 < M_x < 26 \quad (4.4.82)$$

$$C_v = 1.492 / (M_x)^{1/2} \quad \text{for } 26 < M_x < 4.347 D_o / t \quad (4.4.83)$$

$$C_v = 0.716 (t / D_o)^{1/2} \quad \text{for } M_x > 4.347 D_o / t \quad (4.4.84)$$

$$a_v = 0.8 \quad \text{for } D_o / t < 500 \quad (4.4.85)$$

$$a_v = 1.389 - 0.218 \log_{10} (D_o / t) \quad \text{for } D_o / t > 500 \quad (4.4.86)$$

$$n_v = 1.0 \quad \text{for } F_{ve} / S_y < 0.48 \quad (4.4.87)$$

$$n_v = 0.43 S_y / F_{ve} + 0.1 \quad \text{for } 0.48 < F_{ve} / S_y < 1.7 \quad (4.4.88)$$

$$n_v = 0.6 S_y / F_{ve} \quad \text{for } F_{ve} / S_y > 1.7 \quad (4.4.89)$$

$$D_o / t = 192$$

$$M_x = L / (R_o t)^{0.5} = 19.596$$

$$1.5 < M_x < 26 \quad C_v = (9.64/M_x^2)(1+0.0239M_x^3)^{0.5} = 0.3376$$

$$D_o / t < 500 \quad a_v = 0.8000$$

$$F_{ve} = a_v C_v E t / D_o = 40,793 \text{ psi}$$

$$F_{ve} / S_y = 1.13 \quad 0.48 < F_{ve} / S_y < 1.7$$

$$n_v = 0.43 S_y / F_{ve} + 0.1 = 0.4795$$

$$F_{ic} = 19,559 \text{ psi}$$

Use Input FS = 1.000

$$F_{va} = n_v F_{ve} / FS = 19,559 \text{ psi}$$

#### 4.4.12 Combined Loadings and Allowable Compressive Stresses (continued)

Axial Compressive Stress, Compressive Bending Stress, and Shear - the allowable compressive stress for the combination of uniform axial compression, axial compression due to bending, and shear in the absence of hoop compression.

$$\text{Let } K_s = 1 - (f_v / F_{va})^2 \quad (4.4.105)$$

For  $0.15 < \lambda_c < 1.2$

$$\lambda_c = 0.63 \quad (\text{Section 3.2}) \quad 0.15 < \lambda_c < 1.2 \quad \text{OK}$$

$$f_a / (K_s F_{ca}) + (8 / 9) (\delta) f_b / (K_s F_{ba}) < 1.0 \quad f_a / (K_s F_{ca}) > 0.2 \quad (4.4.112)$$

$$f_a / (2 K_s F_{ca}) + (\delta) f_b / (K_s F_{ba}) < 1.0 \quad f_a / (K_s F_{ca}) < 0.2 \quad (4.4.113)$$

$$K_s = 1 - (f_v / F_{va})^2 = 0.9977$$

$$F_e = (\pi)^2 E / [K_s L_u / r]^2 = 80,287 \text{ psi}$$

$$\delta = C_m / [1 - f_a FS / F_e] = 1.0161$$

$$f_a / (K_s F_{ca}) = 0.045442959 < 0.2$$

$$f_a / (2 K_s F_{ca}) + (\delta) f_b / (K_s F_{ba}) = 0.82 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

FIGURA C15.7-4 (Continuación) Problema de ejemplo usando ASME BPVC (2007), Sección VIII, División 2, Anexos de 2008, Párrafo 4.4

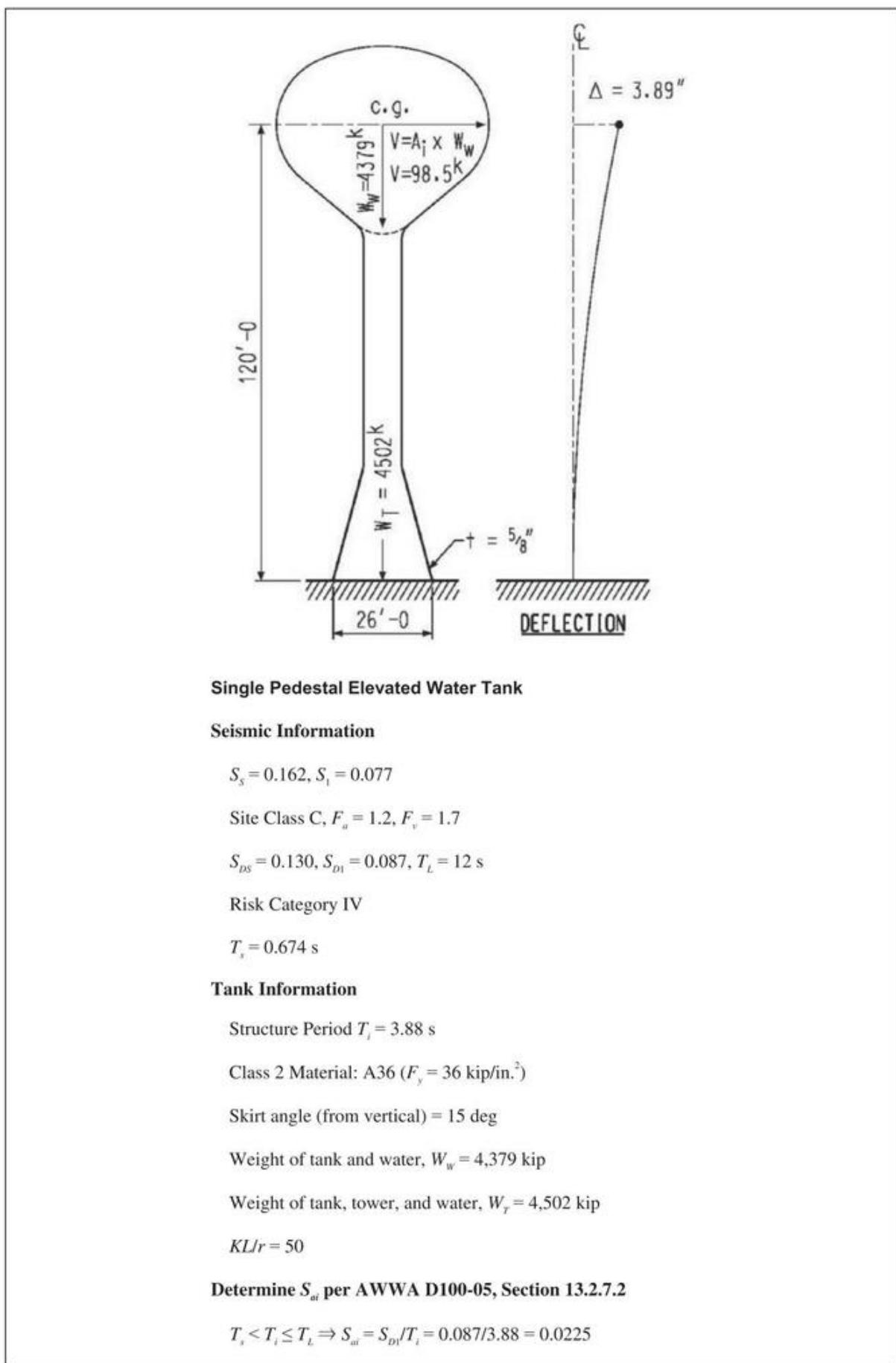


FIGURA C15.7-5 Problema de ejemplo usando AWWA D100-05, Sección 13.4.3.4

continúa

**Determine Critical Buckling Acceleration ( $I/1.4 R_i = 1$ )**

Per Section 13.4.3.4,  $A_i = S_{ai}$  for critical buckling check ( $A_i$  in AWWA D100-05 is the same as  $C_i$  in ASCE/SEI 7-10)

$$A_i = 0.0225$$

**Lateral Displacement Caused by  $S_{ai}$  ( $P-\Delta$ )**

The final deflected position of the water centroid is an iterative process and must account for the additional moment applied to the structure because of the  $P-\Delta$  effect. The deflection from the critical buckling deflection is equal to 3.89 in.

**Check Skirt at Base of Tower**

Seismic overturning moment at base of tower without  $P-\Delta$  = 11,928 ft-kip (includes mass of tower).

$$\begin{aligned} \text{Seismic overturning moment at base of tower with } P-\Delta &= 11,928 \text{ ft-kip} + 4,379 \text{ kip} \times 3.89 \text{ in./12 in. per ft} \\ &= 13,348 \text{ ft-kip} \end{aligned}$$

$$\text{Area of skirt} = \pi(26 \times 12)(0.625) = 612.6 \text{ in.}^2$$

$$\text{Section modulus of skirt} = \pi(26 \times 12)^2/4 \times 0.625 = 47,784 \text{ in.}^3$$

$$\text{Skirt stress caused by axial load} = 4,502(1,000)/(612.6 \times \cos 15) = 7,608 \text{ lb/in.}^2$$

$$\text{Skirt stress caused by moment} = 13,348(12)(1000)/(47,784 \times \cos 15) = 3,470 \text{ lb/in.}^2$$

**Determine Critical Buckling Stress**

$$R = 13 \times 12/\cos 15 = 161.5 \text{ in.}$$

$$t/R = 0.625/161.5 = 0.0039$$

For Class 2 material,  $KL/r = 50$ , and  $t/R = 0.0039$ , determine allowable axial compressive stress,  $F_a$ , from Table 13 of AWWA D100-05.

$$F_a = 9,882 \text{ lb/in.}^2$$

Per AWWA D100-05, Section 13.4.3.4,

$$\text{Critical buckling stress} = 2F_a = 19,764 \text{ lb/in.}^2$$

For Class 2 material and  $t/R = 0.0039$ , determine allowable bending compressive stress,  $F_b$ , from Table 11 of AWWA D100-05.

$$F_b = F_L = 10,380 \text{ lb/in.}^2$$

Per AWWA D100-05, Section 13.4.3.4,

$$\text{Critical bending stress} = 2F_b = 20,760 \text{ lb/in.}^2$$

Check unity per AWWA D100-05, Section 3.3.1:

$$7,608/19,764 + 3,470/20,760 = 0.552 \leq 1.0 \text{ OK}$$

FIGURA C15.7-5 (Continuación) Problema de ejemplo usando AWWA D100-05, Sección 13.4.3.4

Se requiere que los recipientes, como los que almacenan gas natural licuado, estén diseñados para objetivos de rendimiento y movimientos del suelo superiores a los que se encuentran en la norma, todas esas estructuras también deben cumplir con los requisitos de esta norma como mínimo. Todos los tanques y recipientes de almacenamiento refrigerado de acero soldado deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de la norma y los requisitos de API 620.

C15.7.14 Recipientes horizontales soportados por sillas de montar para almacenamiento de líquidos o vapores. La práctica anterior ha sido suponer que un recipiente horizontal soportado por una silla de montar (incluido su contenido) se comporta como una estructura rígida (con un período natural, T, inferior a 0,06 s). Para esta situación, las fuerzas sísmicas se determinarían utilizando los requisitos de la Sección 15.4.2. Para grandes embarcaciones horizontales apoyadas en sillas de montar (relación eslora a diámetro de 6 o más), esta suposición puede ser poco conservadora, por lo que la Sección 15.7.14.3 requiere que el período natural se determine asumiendo que la embarcación es una viga simplemente apoyada.

#### C15.8 ESTÁNDARES DE CONSENSO Y OTROS DOCUMENTOS DE REFERENCIA

El Capítulo 15 de esta norma hace un uso extensivo de documentos de referencia en el diseño de estructuras no edificables para fuerzas sísmicas; consulte el Capítulo 23. Los documentos a los que se hace referencia en el Capítulo 15 son documentos de la industria comúnmente utilizados para diseñar tipos específicos de estructuras que no son de construcción. La gran mayoría de estos documentos de referencia contienen disposiciones sísmicas que se basan en los movimientos sísmicos del suelo del Código Uniforme de Construcción de 1997 (ICBO 1997) o ediciones anteriores del UBC. Para usar estos documentos de referencia, el Capítulo 15 modifica las disposiciones de fuerza sísmica de estos documentos de referencia mediante el uso de "ecuaciones puente". El estándar solo modifica los documentos de la industria que especifican la demanda y la capacidad sísmica. el puente

Tabla C15.8-1 Uso de documentos de referencia en conjunto con la Sección 15.4.1

Tema	Requisito
Valores R, $\gamma_0$ y Cd , requisitos detallados y límites de altura	Utilice los valores y límites de las tablas 12.2-1, 15.4-1 o 15.4-2 según corresponda. No se deben utilizar los valores del documento de referencia.
Cortante base mínimo	Use el valor apropiado de la ecuación. (15.4-1) o (15.4-2) para estructuras no edificables que no sean similares a edificios. Para estructuras que contengan líquidos, gases y sólidos granulares soportados en la base, la fuerza sísmica mínima no podrá ser inferior a la requerida por el documento de referencia.
factor de importancia	Utilice el valor de la Sección 15.4.1.1 en función de la Categoría de riesgo. Los factores de importancia del documento de referencia no deben utilizarse a menos que sean mayores que los proporcionados en la norma.
Distribución vertical de la carga lateral	Use los requisitos de la Sección 12.8.3 o la Sección 12.9 o el documento de referencia aplicable.
Disposiciones sísmicas de los documentos de referencia	Las disposiciones de fuerza sísmica de los documentos de referencia pueden usarse solo si tienen la misma base que la Sección 11.4 y los valores resultantes para la fuerza lateral total y el momento de vuelco total no son menos del 80% de los valores obtenidos de la norma.
Combinaciones de carga	Se deben usar las combinaciones de carga especificadas en la Sección 2.3 (LRFD) o la Sección 15 (incluye las combinaciones de carga ASD de la Sección 2.4).

Las ecuaciones están destinadas a utilizarse directamente con las demás disposiciones de los documentos de referencia específicos. A diferencia de otras disposiciones de la norma, si los documentos de referencia están escritos en términos de diseño de tensión admisible, las ecuaciones puente se muestran en formato de diseño de tensión admisible. Además, se espera que se sigan los requisitos detallados a los que se hace referencia en las Tablas 15.4-1 y 15.4-2, así como los requisitos generales que se encuentran en la Sección 15.4.1. El uso de documentos de referencia junto con los requisitos de la Sección 15.4.1 se resumen en la Tabla C15.8-1.

Actualmente, solo se han revisado cuatro documentos de referencia para cumplir con los requisitos sísmicos de la norma. AWWA D100, API 620, API 650 y ANSI/RMI MH 16.1 se han adoptado como referencia en la norma sin modificaciones, excepto que se imponen límites de altura en "tanques elevados sobre patas arriostradas simétricamente (no similares a edificios)" en AWWA D100 , y los requisitos de anclaje de la Sección 15.4.9 se imponen a los estantes de almacenamiento de acero en ANSI/RMI MH 16.1. Tres de estos documentos de referencia se aplican a los tanques de almacenamiento de líquidos de acero soldado.

#### REFERENCIAS

- Instituto Americano del Concreto (ACI). (1997). "Práctica estándar para el diseño y construcción de silos de concreto y tubos de apilamiento para almacenar materiales granulares", ACI 313. Farmington Hills, MI.
- ACI. (1998). "Guía para el análisis, diseño y construcción de hormigón torres de agua de pedestal", ACI 371R. Farmington Hills, MI.
- ACI. (2006). "Diseño sísmico de estructuras de concreto que contienen líquido", ACI 350.3-06. Farmington Hills, MI.
- ACI. (2014). "Requisitos del código de construcción para hormigón estructural y mental", ACI 318. Farmington Hills, MI.
- Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC). (1986). Especificación de diseño de factor de carga y resistencia para edificios de acero estructural, Chicago.
- AISC. (2016). "Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural", AISC 341, Chicago.
- Anderson, PF (1966). "Esfuerzos de temperatura en tanques de almacenamiento de granos de acero". Ing. Civil 36(1), 74.
- ASCE. (1984). "Directrices para el diseño sísmico de sistemas de oleoductos y gasoductos". ASCE, Reston, VA.
- ASCE/Asociación Americana de Energía Eólica (ASCE/AWEA). (2011). "Práctica recomendada para grandes estructuras de soporte de turbinas eólicas terrestres". RP2011, ASCE, Reston, VA.
- ASCE/SEI. (1995). Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras, 7-05, incluido el Suplemento 2, ASCE, Reston, VA.
- ASCE/SEI. (2010). Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras, 7-10, incluido el Suplemento 2, ASCE, Reston, VA.
- Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME). (2007). Caldera y código de recipientes a presión (BPVC), Nueva York.
- COMO YO. (2011). Pilas de acero, ASME STS-1, Nueva York.
- ASTM Internacional. (ASTM). (2015). "Especificación estándar para pernos de anclaje, acero, límite elástico de 36, 55 y 105 ksi", ASTM F1554, West Conshohocken, PA.
- Asociación Estadounidense de Obras Hidráulicas (AWWA). (2005). "Tanques de acero soldado para almacenamiento de agua", AWWA D100, Denver.
- AWWA. (2006a). "Tanques de acero soldado para almacenamiento de agua", AWWA D100-05, American Water Works Association, Denver.
- AWWA. (2006b). "Tanques de agua de hormigón pretensado con tendones", American Asociación de Obras Hidráulicas D115, Denver.
- AWWA. (2011). "Tanques de acero soldado para almacenamiento de agua", American Water Works Association D100, Denver.
- AWWA. (2009). "Tanques de acero atornillados revestidos de fábrica para almacenamiento de agua," Asociación Estadounidense de Obras Hidráulicas D103, Denver.
- AWWA. (2010). "Tanques elevados compuestos para almacenamiento de agua", American Asociación de Obras Hidráulicas D107, Denver.
- AWWA. (2013). "Tanques de agua de hormigón pretensado circulares enrollados con hilos y alambres", AWWA D110, Denver.
- Chandrasekaran, AR y Jain, PC (1968). "Carga viva efectiva de materiales de almacenamiento en condiciones dinámicas". Ind. Concrete J. 42(9), 364–365.
- Chandrasekaran, AR, Saini, SS y Jham, IC (1968). "Efectos de la carga viva en el comportamiento dinámico de las estructuras". J. Inst. Eng., 48, 850–859.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (2005). "Consideraciones sísmicas para estantes de almacenamiento de acero ubicados en áreas accesibles al público,

- "FEMA 460. Consejo de Seguridad Sísmica de Edificios, Instituto Nacional de Ciencias de la Construcción, Washington, DC.
- FEMA. (2009). "Cuantificación de los factores de desempeño sísmico de los edificios", FEMA P695, Consejo de Tecnología Aplicada, Redwood City, CA.
- FEMA. (2012). Reducción de los riesgos de daños no estructurales por terremoto: una guía práctica. FEMA E-74, Consejo de Tecnología Aplicada, Redwood City, CA.
- Ferrito, J., Dickenson, S., Priestley, N., Werner, S., Taylor, C. y Burke, D., et al. (1999). Criterios sísmicos para las terminales petroleras marinas de California, Vols. 1 y 2, Informe técnico TR-2103-SHR, Centro de servicios de ingeniería de instalaciones navales, Port Hueneme, CA.
- Conferencia Internacional de Funcionarios de la Construcción (ICBO). (1997). Uniforme código de construcción, Whittier, CA.
- Kaups, T. y Lieb, JM (1985). Una guía práctica para el diseño de contenedores y silos de almacenamiento a granel de calidad, Chicago Bridge & Iron, Plainfield, IL.
- Kilic, S. y Sozen, M. (2003). "Evaluación del efecto del terremoto de Mármara del 17 de agosto de 1999 en dos chimeneas altas de hormigón armado". Estructura ACI. J., 100(3), 357–364.
- Malhotra, PK (2005). "Cargas chapoteando en tanques de almacenamiento de líquidos con francobordo insuficiente". Tierraq. Espectros, 21(4), 1185–1192.
- Malhotra, PK (2006). "Salpicaduras inducidas por terremotos en tanques de techo cónico y abovedado con francobordo insuficiente". J. Estructura. Ing. Internacional, IABSE, 16(3), 222–225.
- Malhotra, PK, Wenk, T. y Wieland, M. (2000). "Procedimiento simple para el análisis sísmico de tanques de almacenamiento de líquidos". J. Estructura. Ing. Internacional, IABSE, 10(3), 197–201.
- Estándares de ingeniería y mantenimiento de terminales petroleras marinas. (2005). Título 24, Parte 2, Código de Construcción de California, Capítulo 31F.
- Miller, CD, Meier, SW y Czaska, WJ (1997). "Efectos de la presión interna sobre la resistencia a la compresión axial de cilindros y conos". Documento presentado en la reunión técnica anual del Structural Stability Research Council, junio.
- Priestley, MJN, Siebel, F. y Calvi, GM (1996). Diseño sísmico y rehabilitación de puentes, Nueva York.
- Instituto de Fabricantes de Racks (RMI). (2012). "Especificación para el diseño, prueba y utilización de estantes de almacenamiento de acero industrial", ANSI/RMI MH 16.1, Charlotte, NC.
- RMI. (2016). "Especificación para el diseño, prueba y utilización de estantes de almacenamiento en voladizo de acero industrial", ANSI/RMI MH 16.3, Charlotte, NC.
- Directrices de diseño sísmico para estructuras portuarias. (2001). Grupo de Trabajo No. 34 de la Comisión de Navegación Marítima
- Trahair, MS, Abel, A., Ansourian, P., Irvine, HM y Rotter, JM (1983). Diseño estructural de silos de acero para graneles sólidos. Instituto Australiano de Construcción en Acero, Sydney.
- Troitsky, MS (1990). Estructuras tubulares de acero: teoría y diseño. los Fundación de soldadura por arco James F. Lincoln, Mentor, OH.
- Departamento de Energía de EE.UU. (1963). "Reactores nucleares y terremotos". TID-7024, Comisión de Energía Atómica de EE. UU., Washington, DC.
- Veletsos, AS (1974). "Efectos sísmicos en tanques flexibles de almacenamiento de líquidos". En Proc. Quinta Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, Roma, 630–639.
- Werner, SD, ed. (1998). Pautas sísmicas para puertos, Monografía No. 12, ASCE, Reston, VA.
- Wozniak, RS y Mitchell, WV (1978). "Base de disposiciones de diseño sísmico para tanques de almacenamiento de petróleo de acero soldado". Presentado en la sesión sobre avances en el diseño de tanques de almacenamiento, American Petroleum Institute, Refining, 43rd Midyear Meeting, Toronto, 9 de mayo.
- OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)**
- Instituto Americano del Concreto (ACI). (2008), "Requisitos del código para chimeneas de hormigón armado y comentarios", ACI 307. Farmington Hills, MI.
- Instituto Americano del Petróleo (API). (2014a). "Diseño y construcción de grandes tanques de almacenamiento de baja presión, soldados, 12<sup>a</sup> Ed. Apéndice 1", API 620, Washington, DC.
- API. (2014b). "Tanques de acero soldado para almacenamiento de petróleo, 12<sup>a</sup> Ed., Anexo 1," API 650, Washington, DC.
- API. (2014c). "Tanque, inspección, reparación, alteración y reconstrucción, 5.<sup>a</sup> edición", API 653, Washington, DC.
- API. (2014d). "Especificación para tanques atornillados para almacenamiento de líquidos de producción, 16.<sup>a</sup> edición", API 12B, Washington, DC.
- ASCE. (1997). Diseño de contención secundaria en instalaciones petroquímicas, Reston, VA.
- ASCE. (2011). Directrices para la evaluación sísmica y el diseño de instalaciones petroquímicas, 2.<sup>a</sup> edición, Reston, VA.
- Drake, RM y Walter, RJ (2010). "Diseño de Bastidores de Tuberías de Acero Estructural", Ing. AISC. J., cuarto trimestre, 241–251.
- Conferencia Internacional de Funcionarios de la Construcción (ICBO). (1988). Uniforme código de construcción, Whittier, CA.
- Asociación Nacional de Protección contra Incendios (NFPA). (2013). "Estándar para la producción, almacenamiento y manejo de gas natural licuado (GNL)", NFPA 59A, Quincy, MA.
- Soules, JG, "Las disposiciones sísmicas del IBC 2006 – Criterios de estructuras no edificables," Proc. 8va Conferencia Nacional sobre Ingeniería Sísmica, San Francisco, 18 de abril de 2006.

## CAPÍTULO C16

### ANÁLISIS DEL HISTORIAL DE RESPUESTA NO LINEAL

#### C16.1 REQUISITOS GENERALES

**C16.1.1 Alcance.** El análisis del historial de respuesta es una forma de análisis dinámico en el que se evalúa la respuesta de la estructura a un conjunto de movimientos del suelo mediante la integración numérica de las ecuaciones de los movimientos. En el análisis del historial de respuesta no lineal, la matriz de rigidez de la estructura se modifica a lo largo del análisis para tener en cuenta los cambios en la rigidez del elemento asociados con el comportamiento histerético y los efectos P-delta. Cuando se realiza un análisis del historial de respuesta no lineal, los coeficientes R, Cd y  $\delta_0$  considerados en los procedimientos lineales no se aplican porque el análisis no lineal explica directamente los efectos representados por estos coeficientes.

Se permite realizar el análisis del historial de respuesta no lineal como parte del diseño de cualquier estructura y se requiere específicamente que se realice para el diseño de ciertas estructuras que incorporen aislamiento sísmico o sistemas de disipación de energía. El análisis del historial de respuesta no lineal también se usa con frecuencia para el diseño de estructuras que usan sistemas estructurales alternativos o que no cumplen completamente con los requisitos prescriptivos de la norma en una o más formas. Antes de esta edición, ASCE 7 especificaba que los análisis del historial de respuesta no lineal se realizaran utilizando movimientos del suelo escalados al nivel sísmico de diseño y que se realizaran verificaciones de aceptación del diseño para garantizar que las acciones medias de los elementos no excedan dos tercios de las deformaciones en las que la pérdida de gravedad -Se produciría capacidad de carga. En esta edición de ASCE 7, se llevó a cabo una reformulación completa de estos requisitos para requerir un análisis en el nivel de Terremoto Máximo Considerado como Objetivo de Riesgo (MCER) y también para ser más consistentes con las confiabilidades objetivo indicadas en la Sección 1.3.1.3.

Las confiabilidades objetivo de colapso dadas en la Tabla 1.3-2 se definen de tal manera que, cuando un edificio está sujeto a un movimiento de tierra MCER, existe una probabilidad de colapso no mayor al 10% para las estructuras de Categoría de riesgo I y II. Para estructuras de Categoría de Riesgo III y IV, estas probabilidades máximas de colapso se reducen a 5% y 2.5%, respectivamente.

Existen expectativas de desempeño adicionales para las estructuras de Categoría de riesgo III y IV que van más allá de los objetivos de desempeño de seguridad contra colapsos (p. ej., daños limitados y funcionalidad posterior al terremoto para niveles de movimiento del suelo más bajos). Estos objetivos de rendimiento mejorado se abordan en este capítulo al imponer un  $le > 1.0$  en el paso de diseño lineal (que es coherente con el enfoque adoptado en los otros métodos de diseño del Capítulo 12) y también al considerar  $le$  en las comprobaciones de aceptación especificadas en la

Es conceptualmente deseable crear un proceso de diseño de análisis de historial de respuesta (RHA) del Capítulo 16 que evalúe explícitamente la probabilidad de colapso y garantice que se cumpla el objetivo de rendimiento. Sin embargo, la evaluación explícita de la seguridad contra el colapso es una tarea difícil que requiere (a) un modelo estructural que sea capaz de simular directamente el comportamiento del colapso, (b) el uso de numerosos

análisis de historial de respuesta no lineal, y (c) tratamiento adecuado de muchos tipos de incertidumbres. Este proceso es excesivamente complejo y largo para su uso práctico en el diseño. Por lo tanto, el Capítulo 16 mantiene el enfoque más simple de demostrar implícitamente un desempeño adecuado a través de un conjunto prescrito de reglas de análisis y criterios de aceptación. Aun así, este enfoque implícito no excluye el uso de procedimientos más avanzados que demuestren explícitamente que un diseño cumple con los objetivos de seguridad frente al colapso. Dichos procedimientos más avanzados están permitidos por la Sección 1.3.1.3 de esta norma. Un ejemplo de un procedimiento explícito avanzado es la metodología de evaluación de colapso específica del edificio en el Apéndice F de FEMA P-695 (FEMA 2009b).

**C16.1.2. Análisis lineal.** Como condición previa para realizar un análisis de historial de respuesta no lineal, se requiere un análisis lineal de acuerdo con los requisitos del Capítulo 12 . Se puede utilizar cualquiera de los procedimientos lineales permitidos en el Capítulo 12 . El propósito de este requisito es garantizar que las estructuras diseñadas utilizando análisis de historial de respuesta no lineal cumplan con la resistencia mínima y otros criterios del Capítulo 12 , con algunas excepciones.

En particular, al realizar las evaluaciones del Capítulo 12 , se permite tomar el valor de  $\delta_0$  como 1.0 porque se considera que los valores de demanda obtenidos del procedimiento no lineal son una representación más precisa de las fuerzas máximas que se entregarán a los elementos críticos. teniendo en cuenta la sobrerresistencia estructural, que la aplicación de los factores derivados del juicio especificados en el Capítulo 12 . De manera similar, se permite usar un valor de 1.0 para el factor de redundancia,  $\gamma$ , porque se considera que la evaluación no lineal inherente de la respuesta a MCER La sacudida requerida por este capítulo proporciona una mayor confiabilidad en relación con los procedimientos lineales del Capítulo 12 . Para las estructuras de Categoría de riesgo I, II y III, se permite ignorar la evaluación de la desviación del piso cuando se usa el procedimiento lineal porque se considera que la desviación la evaluación realizada utilizando el procedimiento no lineal proporciona una evaluación más precisa de la tolerancia de la estructura a la deriva inducida por un terremoto. Sin embargo, se requiere una evaluación de deriva lineal para las estructuras de Categoría de riesgo IV porque se considera que este nivel de control de deriva es importante para lograr el rendimiento mejorado deseado para tales estructuras.

Al igual que con otras simplificaciones permitidas en el análisis lineal requerido en esta sección, también se permite usar un valor de 1.0 para la amplificación torsional,  $A_x$ , al realizar un análisis no lineal si la torsión accidental se modela explícitamente en el análisis no lineal. Aunque esto simplifica un poco el análisis lineal, los diseñadores deben tener en cuenta que la resultante puede ser más susceptible a la inestabilidad torsional cuando se realiza el análisis no lineal. Por lo tanto, algunos diseñadores pueden encontrar conveniente usar un valor de  $A_x$  consistente con los procedimientos lineales como un medio para proporcionar una mayor probabilidad de que el análisis no lineal produzca resultados aceptables.

C16.1.3 Análisis de respuesta vertical. La mayoría de las estructuras no son sensibles a los efectos de la respuesta a la sacudida vertical del suelo y hay poca evidencia de la falla de las estructuras en los terremotos resultantes de la respuesta vertical. Sin embargo, algunas estructuras que no son de edificación y estructuras de edificación con luces largas, voladizos, construcciones pretensadas o discontinuidades verticales en sus sistemas resistentes a cargas de gravedad pueden experimentar una respuesta sísmica vertical significativa que puede causar fallas. Los procedimientos lineales del Capítulo 12 explican estos efectos de manera aproximada mediante el uso del término 0.2SDSD en las combinaciones de carga. Cuando se realiza un análisis de historial de respuesta no lineal para estructuras con sensibilidad a la respuesta vertical, la simulación directa de esta respuesta es más apropiada que el uso de procedimientos lineales aproximados. Sin embargo, para capturar adecuadamente la respuesta vertical al movimiento sísmico, es necesario modelar con precisión la rigidez y la distribución de la masa en el sistema de carga vertical, incluida la flexibilidad de las columnas y la estructura horizontal. Este esfuerzo puede aumentar considerablemente la complejidad de los modelos analíticos. En lugar de requerir este esfuerzo adicional en todos los casos en los que la respuesta vertical puede ser significativa, este capítulo continúa confiando en el enfoque aproximado incluido en el Capítulo 12 para la mayoría de los casos. Sin embargo, donde la trayectoria de carga vertical es discontinua y donde el análisis de respuesta vertical es requerido por el Capítulo 15, el Capítulo 16 requiere modelado y análisis explícito de la respuesta vertical. Dado que en muchos casos los elementos sensibles a la respuesta sísmica vertical no forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, a menudo es posible desacoplar los análisis de respuesta vertical y lateral, utilizando modelos separados para cada uno.

La contabilidad adecuada de los efectos de la respuesta vertical al movimiento del suelo requiere que los sistemas de estructuras horizontales, incluidos los sistemas de piso y techo, se modelen con masas distribuidas y suficientes grados de libertad verticales para capturar sus características dinámicas fuera del plano. Esta mayor fidelidad en el modelado de las características de respuesta vertical de la estructura aumentará significativamente el tamaño y la complejidad de los modelos. Como resultado, el capítulo requiere la simulación directa de la respuesta vertical solo para ciertas estructuras sensibles a esos efectos y se basa en los procedimientos del Capítulo 12 para salvaguardar la respuesta vertical de otras estructuras.

C16.1.4 Documentación. Por su naturaleza, la mayoría de los cálculos realizados mediante el análisis del historial de respuesta no lineal están contenidos dentro de la entrada y salida del software de computadora utilizado para realizar el análisis. Esta sección requiere documentación, más allá de la entrada y salida de la computadora, de los supuestos, enfoques y conclusiones básicos para que otros, incluidos los revisores pares y la autoridad con jurisdicción, puedan realizar una revisión cuidadosa. Esta sección requiere la presentación y revisión de algunos de estos datos antes de realizar los análisis para garantizar que el ingeniero que realiza el análisis/diseño y los revisores estén de acuerdo antes de realizar el trabajo sustantivo.

## C16.2 MOVIMIENTOS DE SUELO

C16.2.1 Espectro de respuesta del objetivo. El espectro de respuesta objetivo utilizado para el análisis dinámico no lineal es el espectro MCER de dirección máxima determinado de acuerdo con el Capítulo 11 o el Capítulo 21. Los espectros típicos determinados de acuerdo con esos procedimientos se derivan de espectros de peligro uniforme (UHS) y se modifican para proporcionar un riesgo uniforme. (URS), o alternativamente, un espectro MCE determinista. Los UHS se han utilizado como espectro objetivo en la práctica del diseño desde la década de 1980. El UHS se crea para un nivel de peligro dado al envolver los resultados del análisis de peligro sísmico para cada período (para una probabilidad dada

de superación). En consecuencia, generalmente es un espectro objetivo conservador si se usa para seleccionar y escalar el movimiento del suelo, especialmente para movimientos del suelo grandes y raros, a menos que la estructura muestre solo una respuesta elástica de primer modo. Este conservadurismo inherente proviene del hecho de que no es probable que todos los valores espectrales en cada período ocurran en un solo movimiento del suelo. Esta limitación del UHS se ha observado durante muchos años (p. ej., Bommer et al. 2000; Naeim y Lew 1995; Reiter 1990). El mismo conservadurismo existe para los espectros URS y MCE determinista que sirve como base para el Método 1.

El método 2 usa el espectro medio condicional (CMS), una alternativa al URS que se puede usar como objetivo para la selección del movimiento del suelo en el análisis del historial de respuesta no lineal (p. ej., Baker y Cornell 2006; Baker 2011; Al Atik y Abrahamson 2010).

Para abordar el conservadurismo inherente a los análisis que utilizan URS como objetivo para la selección y escalado del movimiento del suelo, el CMS condiciona el cálculo del espectro en una aceleración espectral en un solo período y luego calcula los valores medios (o la distribución de) de la aceleración espectral en otros períodos. Este cálculo condicional garantiza que el espectro resultante tenga una probabilidad razonable de ocurrir y que los movimientos del suelo seleccionados para coincidir con el espectro tengan una forma espectral apropiada consistente con los movimientos del suelo que ocurren naturalmente en el sitio de interés. El cálculo no es más difícil que el cálculo de un URS y podría decirse que es más apropiado para su uso como objetivo de selección de movimiento del suelo en aplicaciones de evaluación de riesgos. El cálculo del espectro requiere información desagregada, lo que lo convierte en un cálculo específico del sitio que no se puede generalizar a otros sitios. También es específico del período, ya que el espectro de respuesta condicional está condicionado por un valor de aceleración espectral en un período específico. La forma del espectro condicional también cambia a medida que cambia la amplitud espectral (incluso cuando el sitio y el período son fijos). La Fig. C16.2-1 proporciona ejemplos de CMS para un sitio de ejemplo en Palo Alto, California, anclado en cuatro períodos candidatos diferentes. El UHS para este sitio de ejemplo también se proporciona para comparar.

Como se discutió anteriormente, el URS es un espectro objetivo conservador para la selección del movimiento del suelo, y el uso de espectros objetivo CMS es más apropiado para representar los movimientos anticipados del suelo MCER en un período específico. Se utilizó un enfoque básico de tipo CMS en los procedimientos analíticos del proyecto FEMA P-695 (FEMA 2009b), cuyos resultados proporcionaron la base inicial para establecer la meta del 10 % de probabilidad de colapso que se muestra en la Tabla 1.3-2. Por lo tanto, el uso de espectros de objetivos CMS en el

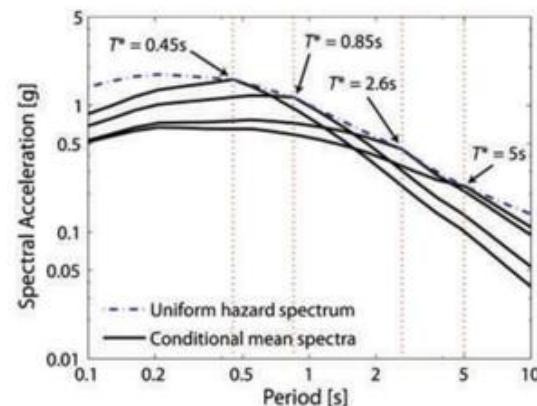


FIGURA C16.2-1 Ejemplo de espectros medios condicionales para un sitio de Palo Alto anclado al 2 % en un movimiento de 50 años en  $T = 0.45$  s,  $0.85$  s,  $2.6$  s y  $5$  s

Fuente: NIST 2011

El procedimiento de diseño del RHA del Capítulo 16 también es internamente consistente con la forma en que se desarrollaron los objetivos de probabilidad de colapso de la Tabla 1.3-2.

El espectro objetivo URS (o MCE determinista) se mantiene en la Sección 16.2.1.1 (como una opción más simple y conservadora) como el espectro objetivo especificado, y el CMS se permite como alternativa en la Sección 16.2.1.2. Mientras que CMS captura apropiadamente la energía sísmica y la respuesta estructural en un período particular como resultado de un escenario de terremoto particular, no es capaz de capturar la respuesta de nivel de MCER asociada con otros escenarios que son componentes del espectro de MCER.

Por lo tanto, cuando se usa CMS, puede ser necesario usar varios períodos de acondicionamiento y objetivos asociados para desarrollar espectros medios condicionales a fin de capturar completamente la respuesta de la estructura a diferentes escenarios sísmicos. El procedimiento recomendado incluye los siguientes pasos para crear los espectros de respuesta del escenario específico del sitio.

1. Seleccione aquellos períodos que correspondan a períodos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta dinámica inelástica del edificio. Esta selección incluye un período cercano al período fundamental del edificio, o quizás un período levemente extendido para tener en cuenta el alargamiento del período inelástico (p. ej., 1.5T1). En edificios donde los períodos de respuesta fundamentales en cada uno de los dos ejes ortogonales son significativamente diferentes, se necesita un período de acondicionamiento asociado con cada dirección. También es probable que requiera períodos cercanos a los períodos de segundo modo traslacional. Al seleccionar estos períodos significativos de respuesta, se deben considerar los períodos de respuesta elásticos (de acuerdo con el nivel de participación de la masa para cada uno de estos períodos), y también se debe considerar la cantidad de alargamiento del período del primer modo causado por los efectos de respuesta inelástica. .
2. Para cada período seleccionado anteriormente, cree un espectro de escenario que coincida o supere el valor de MCER en ese período. Al desarrollar el espectro de escenarios, (a) realice un desglose específico del sitio para identificar los eventos sísmicos que probablemente den como resultado un temblor de tierra MCER, y luego (b) desarrolle el espectro de escenarios para capturar una o más formas espetrales para las combinaciones de distancia y magnitud dominantes reveladas por el desagregación
3. Hacer cumplir que la envolvente de los espectros del escenario no sea inferior al 75 % del espectro MCER (del Método I) para cualquier período dentro del rango de períodos de interés (como se define en la Sección 16.2.3.1).

Después de que se crean los espectros objetivo, cada espectro de respuesta objetivo se usa en el resto del proceso de análisis del historial de respuesta y se debe mostrar que el edificio cumple con los criterios de aceptación para cada uno de los escenarios.

El objetivo principal del valor mínimo del 75 % es proporcionar una base para determinar cuántos espectros objetivo se necesitan para el análisis. Para rangos de períodos pequeños, se necesitan menos objetivos y se necesitan más espectros de objetivos para edificios en los que un rango más amplio de períodos es importante para la respuesta estructural (por ejemplo, edificios más altos). Al crear los espectros de destino, algunos valores espetrales también se pueden aumentar artificialmente para cumplir con los requisitos de este piso del 75 %. Una razón secundaria para el piso del 75 % es hacer cumplir un límite inferior razonable. El valor umbral específico del 75 % se determinó usando varios ejemplos; la intención es que este requisito mínimo del 75 % se cumpla mediante el uso de dos espectros de objetivos en la mayoría de los casos. Desde la perspectiva del riesgo de colapso, el requisito de estar dentro del 75 % de la MCER en todos los períodos puede introducir cierto conservadurismo, pero el requisito agrega solidez al procedimiento al garantizar que la estructura esté sujeta a movimientos del suelo con intensidades cercanas al nivel de la MCER. en

todos los períodos potencialmente relevantes. Además, este requisito garantiza que las demandas no relacionadas con la seguridad contra el colapso, como las demandas de fuerza más altas sensibles al modo, puedan determinarse razonablemente a partir del procedimiento.

C16.2.2 Selección de movimiento de tierra. Antes de esta edición de ASCE 7, Capítulo 16 requería un mínimo de tres movimientos del terreno para el análisis del historial de respuesta no lineal. Si se usaron tres movimientos de tierra, los procedimientos requerían una evaluación de la adecuación estructural usando los resultados máximos obtenidos de cualquiera de los movimientos de tierra. Si se usaron siete o más mociones, los resultados promedio podrían usarse para la evaluación. Ni tres ni siete

los movimientos son suficientes para caracterizar con precisión la respuesta media o la variabilidad de la respuesta entre registros. En la edición de 2016 de la norma, el número mínimo de mociones se incrementó a 11. El requisito para este mayor número de mociones no se basó en análisis estadísticos detallados, sino que se seleccionó con criterio para equilibrar los objetivos competitivos de estimaciones más confiables de la media, respuestas estructurales (a través del uso de más movimientos) frente al esfuerzo computacional (reducido al usar menos movimientos). Una ventaja de usar este mayor número de movimientos es que si se encuentra una respuesta inaceptable para más de uno de los 11 movimientos, esto indica una probabilidad significativa de que la estructura no cumpla con el 10 % de confiabilidad de colapso objetivo para las categorías de riesgo I y II. estructuras de la Sección 1.3.1.3.

Esta ventaja se considera en el desarrollo de los criterios de aceptación discutidos en la Sección C16.4.

Todos los movimientos reales del suelo incluyen tres componentes ortogonales. Para la mayoría de las estructuras, solo es necesario considerar la respuesta a los componentes horizontales del movimiento del suelo. Sin embargo, la consideración de componentes verticales es necesaria para estructuras definidas como sensibles a los efectos de terremotos verticales.

La Sección 11.4.1 define los sitios cercanos a fallas como sitios ubicados dentro de las 9,3 millas (15 km) de la proyección superficial de fallas capaces de producir terremotos de magnitud 7,0 o mayor y dentro de las 6,2 millas (10 km) de la proyección superficial de fallas capaces de produciendo terremotos de magnitud 6,0 o mayor, donde las fallas deben cumplir con los criterios mínimos de tasa de deslizamiento anual. Dichos sitios cercanos a fallas tienen una probabilidad razonable de experimentar movimientos del suelo fuertemente influenciados por efectos de directividad de ruptura. Estos efectos pueden incluir movimientos de tierra de tipo pulso (p. ej., Shahi et al. 2011) observables en historias de velocidad y polarización de movimientos de tierra de modo que la dirección máxima de respuesta tiende a ser en la dirección normal al golpe de la falla. El problema de los movimientos del suelo de tipo pulso afecta la forma en que se seleccionan los movimientos del suelo individuales para el sitio y se aplican a la estructura.

Selección de movimientos de tierra para sitios que no están cerca de la falla. El enfoque tradicional ha sido seleccionar (y/o simular) movimientos del suelo que tienen magnitudes, distancias de falla, mecanismos de origen y condiciones del suelo del sitio que son más o menos similares a las que probablemente causen el nivel de interés de la intensidad del movimiento del suelo (por ejemplo, Stewart et al. al. 2002) y no considerar la forma espectral en la selección del movimiento del suelo. En muchos casos, el espectro de respuesta es la propiedad de un movimiento del suelo más correlacionado con la respuesta estructural (Bozorgnia et al. 2009) y debe tenerse en cuenta al seleccionar movimientos del suelo. Cuando se considera la forma espectral en la selección del movimiento del suelo, el rango permitido de magnitudes, distancias y condiciones del sitio se puede relajar para que haya disponible una cantidad suficiente de movimientos del suelo con formas espetrales apropiadas.

La selección de movimientos grabados normalmente ocurre en dos pasos, como se explica en la siguiente ilustración. El paso 1 consiste en preseleccionar los registros de movimiento del suelo en la base de datos (p. ej., Anchenta et al. 2015) que tengan mecanismos de fuente razonables, magnitud, condiciones del suelo del sitio, rango de frecuencias utilizables,

y la distancia del sitio a la fuente. Al completar esta preselección, está permitido usar rangos relativamente liberales porque el Paso 2 puede involucrar la selección de movimientos que proporcionen buenas coincidencias con un espectro objetivo de interés (y la coincidencia con un espectro objetivo tiende a explicar implícitamente muchos de los problemas anteriores). El Paso 2 en el proceso de selección es seleccionar el conjunto final de mociónes de las preseleccionadas en el Paso 1.

En el primer paso, se deben usar los siguientes criterios para filtrar los movimientos de suelo que no se deben considerar como candidatos en el proceso de selección final:

- Mecanismo de origen: los movimientos del suelo de diferentes régimes tectónicos (p. ej., subducción versus regiones activas de la corteza) a menudo tienen formas espectrales y duraciones sustancialmente diferentes, por lo que se deben usar registros de régimes tectónicos apropiados siempre que sea posible.
- Magnitud: la magnitud del terremoto está relacionada con la duración de la sacudida del suelo, por lo que el uso de los movimientos del suelo de los terremotos con las magnitudes adecuadas ya debería tener aproximadamente las duraciones adecuadas. La magnitud del terremoto también está relacionada con la forma del espectro de respuesta del movimiento del suelo resultante, aunque la forma espectral se considera explícitamente en el Paso 2 del proceso, por lo que no es un factor crítico cuando se identifican movimientos del suelo de terremotos de magnitud apropiada.
- Condiciones del suelo del sitio: Las condiciones del suelo del sitio (Clase de sitio) ejercen una gran influencia en los movimientos del suelo, pero ya se reflejan en la forma espectral utilizada en el Paso 2. Para el Paso 1, se deben imponer límites razonables a las condiciones del suelo del sitio, pero no demasiado restrictivo como para limitar innecesariamente el número de mociónes candidatas.
- Frecuencia utilizable del movimiento del suelo: solo se deben considerar los registros de movimiento del suelo procesados para RHA. Los movimientos procesados tienen un rango de frecuencia utilizable; en regiones activas, el parámetro más crítico es la frecuencia utilizable más baja. Es importante verificar que las frecuencias utilizables del registro (después del filtrado) se adapten al rango de frecuencias importantes para la respuesta del edificio; este rango de frecuencia (o período) se analiza en la siguiente sección sobre escalado. • Muestreo de período/frecuencia: las grabaciones de movimiento del suelo son representaciones discretizadas de funciones continuas. La frecuencia de muestreo de los datos grabados puede variar desde 0,001 segundos hasta 0,02 segundos, según el instrumento de grabación y el procesamiento. Si la tasa de muestreo es demasiado baja, se pueden perder características importantes del movimiento, en particular en el rango de alta frecuencia. Por otro lado, cuanto más fina sea la frecuencia de muestreo, más tiempo llevará el análisis. En particular, para estructuras con una respuesta significativa en períodos inferiores a 0,1 segundos, se debe tener precaución para garantizar que la tasa de muestreo sea lo suficientemente fina para capturar las características importantes del movimiento. Como pauta general, la discretización debe incluir al menos 100 puntos por década de respuesta significativa. Por lo tanto, para una estructura con una respuesta significativa en un período de 0,1 segundos, los pasos de tiempo no deben ser superiores a 0,001 segundos.
- Distancia del sitio a la fuente: la distancia es un parámetro de menor prioridad a considerar cuando se seleccionan los movimientos del suelo. Todos los estudios que investigan esta propiedad han encontrado que los análisis del historial de respuesta realizados utilizando movimientos del suelo de diferentes distancias entre el sitio y la fuente, pero por lo demás con propiedades equivalentes, producen demandas prácticamente equivalentes en las

Una vez que se ha completado el proceso de preselección, se lleva a cabo el Paso 2 para seleccionar el conjunto final de movimientos del terreno de acuerdo con los siguientes criterios:

- Forma espectral: La forma del espectro de respuesta es una consideración primordial al seleccionar los movimientos del suelo. • Factor de escala: También es tradicional seleccionar movimientos de manera que se limite el factor de escala necesario; un límite de factor de escala permisible de aproximadamente 0,25 a 4 no es infrecuente. • Máximos movimientos de un solo evento: muchos también piensan que es importante limitar el número de movimientos de un solo evento sísmico, de modo que el conjunto de movimientos del suelo no se vea indebidamente influenciado por un solo evento. Este criterio se considera menos importante que limitar el factor de escala, pero imponer un límite de solo tres o cuatro movimientos de un solo evento no sería irracional para la mayoría de los casos.

Se encuentra disponible una discusión adicional sobre la selección del movimiento del suelo en NIST GCR 11-917-15 (NIST 2011), Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses.

Los sitios cercanos a la falla tienen una probabilidad de experimentar movimientos de tierra de tipo pulso. Esta probabilidad no es la unidad, por lo que solo una cierta fracción de los movimientos del terreno seleccionados deben exhibir características de pulso, mientras que el resto puede ser registros sin pulso seleccionados de acuerdo con el proceso estándar descrito anteriormente. La probabilidad de experimentar características similares a pulsos depende principalmente de (1) la distancia del sitio a la falla; (2) tipo de falla (por ejemplo, strike-slip o inversa); y (3) ubicación del hipocentro en relación con el sitio, de modo que la ruptura se produzca hacia el sitio o alejándose del mismo.

Los criterios (1) y (2) están disponibles a partir de la desagregación convencional del análisis de riesgo sísmico probabilístico. El criterio (3) también se puede calcular en principio, pero generalmente no se proporciona en un análisis de peligros convencional. Sin embargo, para los largos períodos de retorno del movimiento del suelo asociados con los espectros MCER, es conservador y razonable suponer que la falla se rompe hacia el sitio con el fin de evaluar las probabilidades de pulso.

Las relaciones empíricas para evaluar las probabilidades de pulso en consideración de estos criterios se proporcionan en NIST GCR 11-917-15 (2011) y en Shahi et al. (2011).

Una vez que se identifica la probabilidad del pulso, se debe aplicar el porcentaje adecuado de registros similares a pulsos en la selección del movimiento del terreno. Por ejemplo, si la probabilidad de pulso es del 30% y se van a usar 11 registros, entonces 3 o 4 registros del conjunto deben mostrar características de pulso en al menos uno de los componentes horizontales. La base de datos de movimiento terrestre de PEER se puede utilizar para identificar registros con características de tipo pulso. Los demás criterios descritos en la sección anterior también deben tenerse en cuenta para identificar registros similares a pulsos que sean apropiados para un espectro objetivo dado y un conjunto de resultados de desagregación.

C16.2.3 Modificación del movimiento del suelo. Hay dos procedimientos disponibles para modificar los movimientos del suelo para que sean compatibles con el espectro objetivo: escalado de amplitud y coincidencia espectral. El escalado de amplitud consiste en aplicar un solo factor de escalado a todo el registro del movimiento del suelo de manera que se conserve la variación de la energía sísmica con el período estructural que se encuentra en el registro original. El escalado de amplitud preserva la variabilidad de registro a registro; sin embargo, los movimientos de tierra individuales que están escalados en amplitud pueden exceder significativamente la entrada de respuesta del espectro objetivo en algunos períodos, lo que puede tender a exagerar la importancia de una respuesta de modo superior en algunas estructuras. En las técnicas de coincidencia espectral, las amplitudes de las sacudidas se modifican en diferentes cantidades en diferentes períodos y, en algunos casos, se agregan o restan ondas de energía adicionales a los movimientos, de modo que el espectro de respuesta del movimiento modificado se parece mucho al espectro objetivo. Algunas técnicas de coincidencia espectral son incapaces de preservar características importantes de los pulsos de velocidad en movimiento y no deben usarse para sitios cercanos a fallas donde estos efectos son importantes. Coincidencia espectral

Por lo general, no conserva la variabilidad de respuesta de registro a registro observada al evaluar una estructura para movimientos no modificados, pero puede capturar bien la respuesta media, particularmente si la respuesta no lineal es moderada.

Los espectros de respuesta vertical de los registros de terremotos suelen ser significativamente diferentes de los espectros horizontales. Por lo tanto, independientemente de si se utiliza la escala de amplitud o la coincidencia espectral, se requiere una escala separada de los efectos horizontales y verticales.

**C16.2.3.1 Rango de Período para Escalamiento o Coincidencia.** El intervalo de períodos para la escala de los movimientos del suelo se selecciona de manera que los movimientos del suelo representen con precisión el riesgo de MCER en los períodos de respuesta fundamentales de la estructura, períodos un poco más largos que esto para tener en cuenta los efectos de alargamiento del período asociados con la respuesta no lineal y períodos más cortos asociados con una respuesta más alta. respuesta de modo.

Antes de la edición de 2016 de la norma, se requería escalar los movimientos del suelo entre períodos de 0,2 T y 1,5 T. El límite inferior se seleccionó para capturar la respuesta de modo más alta, y el límite superior, los efectos de alargamiento del período. En la edición de 2016, los análisis del historial de respuesta no lineal se realizan en el nivel de movimiento del suelo MCER. Se prevé una mayor respuesta inelástica en este nivel en comparación con el espectro de diseño, por lo que el límite superior del período se ha elevado de 1,5 T a 2,0 T, donde T se redefine como el período fundamental máximo del edificio (es decir, el máximo de los períodos fundamentales en ambas direcciones de traslación y el período fundamental de torsión). Este aumento en el período límite superior también se basa en investigaciones recientes, que han demostrado que el límite de 1,5 T es demasiado bajo para evaluar edificios de estructura dúctil sujetos a movimientos MCER (Haselton y Baker 2006).

Para el período límite inferior, el requisito de 0,2 T ahora se complementa con un requisito adicional de que el límite inferior también debe capturar los períodos necesarios para una participación masiva del 90 % en ambas direcciones del edificio. Este cambio se realiza para garantizar que, cuando se utilicen para edificios altos y otras estructuras de período largo, los movimientos del suelo sean apropiados para capturar la respuesta en modos más altos que tienen una respuesta significativa.

En muchos casos, la subestructura está incluida en el modelo estructural, y esta inclusión afecta sustancialmente las características de participación masiva del sistema. A menos que el sistema de cimentación se diseñe explícitamente utilizando los resultados de los análisis del historial de respuesta, el requisito anterior de masa modal del 90 % se refiere únicamente al comportamiento de la superestructura; el rango de período no necesita incluir los períodos muy cortos asociados con el comportamiento de la subrasante.

**C16.2.3.2 Escalamiento de amplitud.** Este procedimiento es similar a los que se encuentran en ediciones anteriores de la norma, pero con los siguientes cambios:

1. La escala se basa directamente en el espectro de dirección máxima, en lugar de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Este cambio se realizó para mantener la coherencia con el movimiento del suelo MCER que ahora se define explícitamente como un movimiento de dirección máxima.
2. El enfoque de hacer cumplir que el espectro promedio “no cae por debajo” del espectro objetivo se reemplaza con requisitos de que (a) el espectro promedio “coincide con el espectro objetivo” y (b) el espectro promedio no cae por debajo del 90% del espectro objetivo. el espectro de destino para cualquier período dentro del rango de período de interés. Este cambio se realizó para eliminar el conservadurismo asociado con el requisito de que el espectro promedio exceda el espectro objetivo en cada período dentro del rango de períodos.

El procedimiento de escala requiere que se construya un espectro de respuesta de dirección máxima para cada movimiento del suelo. Para algunas bases de datos de movimiento terrestre, esta definición de espectro de respuesta ya está precalculada y disponible públicamente (p. ej., para Ancheta 2012). El procedimiento consiste básicamente en calcular la respuesta de aceleración máxima para cada par de movimiento del suelo para una serie de estructuras simples que tienen una sola masa. Este procedimiento se repite para estructuras de diferentes períodos, lo que permite la construcción del espectro. Varias herramientas de software pueden calcular automáticamente este espectro para un par de tiempo-historia determinado.

La Fig. C16.2-2 muestra un ejemplo del proceso de escalamiento para un sitio y una estructura de ejemplo. Esta figura muestra cómo el promedio de los espectros de dirección máxima se encuentra con el espectro objetivo (a) y

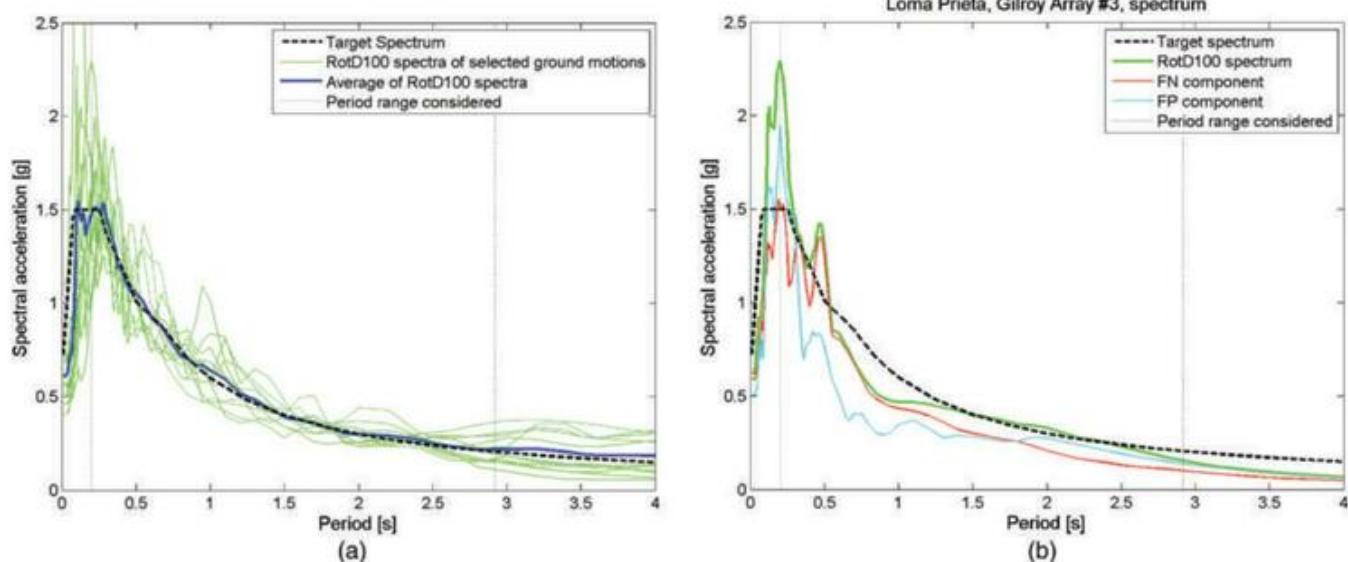


FIGURA C16.2-2 Escala de movimiento del suelo para un sitio y estructura de ejemplo, que muestra (a) los espectros de movimiento del suelo para los 11 movimientos y (b) un ejemplo para el movimiento Loma Prieta, Gilroy Array #3

muestra más detalles para un solo movimiento de Loma Prieta en el conjunto de movimiento de suelo escalado (b).

C16.2.3.3 Coincidencia espectral. La coincidencia espectral de los movimientos del suelo se define como la modificación de un registro real

movimiento del suelo sísmico de alguna manera tal que su espectro de respuesta coincide con un espectro objetivo deseado a lo largo de un rango de período de interés. Hay varios procedimientos de coincidencia espectral en uso, como se describe en el informe NIST GCR 11-917-15 (NIST 2011).

Se deben seguir las recomendaciones de este informe con respecto a las técnicas apropiadas de coincidencia espectral que se deben aplicar.

Esta sección requiere que cuando se aplique la coincidencia espectral, el promedio de los espectros de dirección máxima de los movimientos coincidentes debe exceder el espectro objetivo durante el rango de período de interés; este es intencionalmente un requisito más estricto, en comparación con el requisito para los movimientos escalados sin emparejar, porque la coincidencia espectral elimina la variabilidad en los espectros de movimiento del suelo y también tiene el potencial de predecir una respuesta media más baja (p. ej., Luco y Bazzurro 2007; Grant y Diaferia 2012).

No se prescribe la técnica específica utilizada para realizar la correspondencia espectral. Es posible hacer coincidir ambos componentes de movimiento con un solo espectro objetivo o hacer coincidir los componentes individuales con diferentes espectros, siempre que el espectro de dirección máxima promedio para los registros coincidentes cumpla con los criterios especificados.

La coincidencia espectral no está permitida para sitios cercanos a la falla, a menos que las características de pulso de los movimientos del suelo se conserven después de que se haya completado el proceso de coincidencia. Esto se basa en la preocupación de que, cuando se utilizan métodos comunes de coincidencia espectral, es posible que las características de los impulsos de los movimientos no se conserven adecuadamente.

C16.2.4 Aplicación de Movimientos Terrestres al Modelo Estructural. Esta sección explica las pautas para la aplicación del movimiento del suelo para sitios cercanos a fallas y sin fallas cercanas.

Sitios que no están cerca de fallar. En este estándar, la aceleración espectral de dirección máxima se usa para describir la intensidad del movimiento del suelo. Esta definición de aceleración espectral provoca una dependencia direccional percibida del movimiento del suelo. Sin embargo, la dirección en la que se produce la máxima aceleración espectral es aleatoria a distancias superiores a 5 km (3,1 mi) de la falla (Huang et al. 2008), no necesariamente se alinea con una dirección principal del edificio y es variable de período a período.

En consecuencia, para que el análisis resulte en una predicción imparcial de la respuesta estructural, los movimientos del terreno deben aplicarse a la estructura en una orientación aleatoria para evitar causar una predicción sesgada de la respuesta estructural. La verdadera orientación aleatoria es difícil de lograr. En cambio, el estándar especifica que el promedio de los espectros aplicados en cada dirección debe ser similar entre sí, de modo que se evite un sesgo no intencional en la aplicación del movimiento, con un eje del edificio experimentando una mayor demanda que el otro.

Sitios cercanos a la falla. Algunos movimientos de tierra registrados obtenidos de instrumentos ubicados cerca de zonas de ruptura de fallas han exhibido movimientos de carácter significativamente diferente en una dirección que en la otra. Cuando ocurre este efecto, conocido como direccionalidad, es común que el componente de movimiento perpendicular a la falla sea más fuerte que el paralelo a la falla y también que el componente normal a la falla muestre pulsos de velocidad grandes. Los sitios ubicados cerca de fallas y que pueden experimentar movimiento con estas características se denominan cerca de fallas en este estándar. Para tales sitios, los componentes de falla normal y falla paralela de los movimientos del suelo registrados deben mantenerse y aplicarse a las orientaciones correspondientes de la estructura.

Es importante notar que no todos los registros de quasi-falla exhiben estas características y también que cuando los registros tienen estas

características la dirección del movimiento máximo no siempre está alineada perpendicularmente al rumbo de la falla. Si se realiza una selección adecuada de registros, algunos de los registros utilizados en el análisis deben tener estas características y otros no. Para esos

registros que muestran direccionalidad, la dirección de las fuertes sacudidas generalmente se alinea en diferentes acimutes, como ocurrió en las grabaciones originales. También es importante señalar que debido a que los movimientos del suelo tienen una variabilidad considerable en sus características, no se pretende específicamente que los edificios se diseñen más débiles en la dirección paralela a la falla que en la dirección normal a la falla.

### C16.3 MODELADO Y ANÁLISIS

C16.3.1 Modelado. El análisis del historial de respuestas no lineales ofrece varias ventajas sobre el análisis del historial de respuestas lineales, incluida la capacidad de modelar una amplia variedad de comportamientos de materiales no lineales, no linealidades geométricas (incluidos efectos P-delta y de gran desplazamiento), comportamiento de contacto y apertura de espacios, y amortiguamiento viscoso no lineal, e identificar las posibles distribuciones espaciales y temporales de la inelasticidad. El análisis del historial de respuesta no lineal tiene varias desventajas, incluido un mayor esfuerzo para desarrollar el modelo analítico, mayor tiempo para realizar el análisis (que a menudo se complica por las dificultades para obtener soluciones convergentes), sensibilidad de la respuesta calculada a los parámetros del sistema, grandes cantidades de resultados de análisis para evaluar, y la inaplicabilidad de la superposición para combinar efectos de carga viva, muerta y sísmica.

Si bien el cálculo de la probabilidad de colapso no es necesario, es importante tener en cuenta que los modelos matemáticos utilizados en el análisis deben tener la capacidad de determinar si se produce un colapso cuando la estructura está sujeta a movimientos del suelo a nivel de MCER. La capacidad de predecir el colapso es importante porque los criterios de aceptación global en la Sección 16.4.1.1 permiten que ocurra el colapso (o una respuesta inaceptable) solo para uno de los 11 movimientos del suelo para edificios de Categoría de Riesgo I y II y no permite tales respuestas para la Categoría de Riesgo Edificios III y IV. El desarrollo de modelos con la capacidad de predecir el colapso requiere atributos tales como pérdida cíclica de resistencia y rigidez, falla por fatiga de ciclo bajo y no linealidad geométrica.

Aunque los modelos analíticos utilizados para realizar el análisis lineal de acuerdo con el Capítulo 12 generalmente no incluyen la representación de elementos distintos de los que componen el sistema de resistencia de fuerza lateral previsto, el sistema de transporte de carga de gravedad y algunos componentes no estructurales pueden agregar una rigidez significativa, y fuerza Debido a que el objetivo del análisis del historial de respuesta no lineal es predecir con precisión el desempeño probable del edificio, es importante incluir dichos elementos en el modelo analítico y también verificar que el comportamiento de estos elementos sea aceptable. Esta inclusión puede significar que la contribución de rigidez y resistencia de los elementos considerados como elementos no participantes en otras partes de este estándar debe incluirse en el modelo de análisis del historial de respuestas. Dado que las estructuras diseñadas utilizando un análisis de historial de respuesta no lineal también deben evaluarse mediante análisis lineales, este análisis garantiza que la resistencia del sistema de resistencia a la fuerza sísmica prevista no se reduzca en relación con la de las estructuras diseñadas utilizando únicamente los procedimientos lineales.

Las propiedades esperadas del material se utilizan en el modelo de análisis, intentando caracterizar el rendimiento esperado lo más fielmente posible. Se sugiere que las propiedades esperadas se seleccionen considerando los datos de prueba reales para los elementos propuestos. Cuando los datos de prueba no estén fácilmente disponibles, el diseñador puede considerar estimaciones como las que se encuentran en ASCE 41 y las Directrices PEER TBI (Bozorgnia et al. 2009). Orientación sobre consideraciones importantes en

el modelado también se puede encontrar en Análisis estructural no lineal para diseño sísmico, NIST GCR 10-917-5 (NIST 2010).

Los modelos estructurales bidimensionales pueden ser útiles para estudios iniciales y para verificar algunos problemas específicos en una estructura; sin embargo, el modelo estructural final utilizado para confirmar el desempeño estructural debe ser tridimensional.

Para ciertas estructuras, se debe considerar la respuesta bajo movimientos de tierra tanto horizontales como verticales. NIST GCR 11-917-15 (NIST 2011) brinda alguna orientación a los diseñadores que consideran la aplicación de movimientos verticales del terreno. Para capturar adecuadamente la respuesta dinámica no lineal de estructuras donde la respuesta dinámica vertical puede tener una influencia significativa en el desempeño estructural, es necesario incluir la masa vertical en el modelo matemático. Por lo general, la masa vertical debe distribuirse por las placas del piso y del techo para capturar adecuadamente los modos de respuesta vertical. Es necesario agregar grados de libertad adicionales (p. ej., nodos en cuartos de punto a lo largo de la luz de una viga) para capturar este efecto, o los elementos horizontales deben modelarse con masa constante. Se han observado problemas de convergencia numérica causados por grandes aceleraciones verticales oscilatorias (NIST 2012), donde las rotaciones de la base provocadas por el agrietamiento de la pared en los modelos de pared de fibra son la principal fuente de excitación vertical.

Véase también el Comentario sobre el Capítulo 22.

La consideración de la carga vertical adicional de  $\delta 0.2SDS_P D$ , según la Sección 12.4.2, es inapropiada para el análisis del historial de respuestas. Se desea que los análisis del historial de respuestas reflejen la respuesta real del edificio en la mayor medida posible. La aplicación de una carga vertical artificial al modelo de análisis antes de la aplicación de un movimiento del suelo da como resultado una compensación en el punto de fluencia de los elementos que soportan la carga de gravedad debido a la tensión artificial inicial. De manera similar, la aplicación de una carga vertical artificial al modelo al final de un análisis del historial de respuesta no es indicativo de la respuesta real del edificio. Si se espera que los movimientos verticales del suelo afecten significativamente la respuesta, se recomienda la aplicación de sacudidas verticales al modelo de análisis. Cabe señalar que la respuesta vertical a menudo ocurre a frecuencias más altas que la respuesta lateral y, por lo tanto, es posible que se requiera un paso de tiempo de análisis más fino cuando se incluyen movimientos verticales.

Para estructuras compuestas de elementos planos resistentes a fuerzas sísmicas conectados por diafragmas de piso y techo, los diafragmas deben modelarse como semirígidos en el plano, particularmente donde los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas son de diferentes tipos (tales como pórticos de momento y paredes). La flexión biaxial y la interacción de fuerzas axiales deben considerarse para columnas de esquina, muros no rectangulares y otros elementos similares.

El análisis del historial de respuesta no lineal depende de la trayectoria de la carga, y los resultados dependen de los efectos combinados de la gravedad y la carga lateral. Las combinaciones de carga de gravedad de diseño y sacudida MCE requeridas en ASCE 7 tienen una baja probabilidad de ocurrir simultáneamente. Por lo tanto, la carga de gravedad debería ser una estimación realista de la carga esperada en un día típico de la vida útil de la estructura. En este capítulo, se utilizan dos casos de carga por gravedad. Uno incluye una carga viva esperada que caracteriza la carga viva probable en el momento del movimiento sísmico máximo considerado, y el otro, sin carga viva. Se requiere considerar el caso sin carga viva solo para aquellas estructuras donde la carga viva constituye una cantidad apreciable de la carga de gravedad total. En esos casos, los modos de respuesta estructural pueden ser significativamente diferentes, dependiendo de si la carga viva está presente.

La carga muerta utilizada en este análisis debe determinarse de manera consistente con la determinación de la masa sísmica. Cuándo utilizado, la carga viva se reduce de la carga viva de diseño nominal para reflejar tanto la baja probabilidad de que la carga viva de diseño total ocurra simultáneamente en todo el edificio y la baja

probabilidad de que la carga viva de diseño y el movimiento sísmico máximo considerado ocurran simultáneamente.

Los valores reducidos de carga viva, de 0.8L0 para cargas vivas que exceden 100 lb/ft<sup>2</sup> (4.79 kN/m<sup>2</sup>) y 0.4L0 para todas las demás cargas vivas, simplemente se tomaron como la reducción máxima permitida en las Secciones 4.7.2 y 4.7.3.

Las cargas de gravedad se aplicarán primero al modelo no lineal y luego se aplicarán las simulaciones de sacudidas del suelo. La aplicación inicial de la carga de gravedad es fundamental para el análisis, por lo que las tensiones y los desplazamientos de los miembros causados por la sacudida del suelo se suman adecuadamente a la estructura inicialmente tensada y desplazada.

**C16.3.3 Efectos P-Delta.** Los efectos P-delta deben incluirse de manera realista, independientemente del valor del coeficiente de estabilidad elástica del piso  $\gamma = P_{\text{ley}}/V_h P$ . El coeficiente de estabilidad de piso elástico no es un indicador confiable de la importancia de P-delta durante grandes deformaciones inelásticas. Este problema es especialmente importante para los análisis dinámicos con grandes deformaciones inelásticas porque puede ocurrir un trinque significativo. Durante este tipo de análisis, cuando la rigidez global comienza a deteriorarse y la rigidez tangente del cortante del piso a la deriva del piso se acerca a cero o se vuelve negativa, los efectos P-delta pueden causar un trinque significativo (que es un precursor de la inestabilidad dinámica) del desplazamiento de respuesta en una dirección. Ya no se observa la inversión total de las derivas y se compromete la integridad estructural. Para determinar el efecto total de los efectos P-delta para un sistema dado, se puede comparar una comparación de curvas pushover estáticas de un modelo P-delta y un modelo no P-delta.

Al incluir los efectos P-delta, es importante capturar no solo el comportamiento de segundo orden asociado con los desplazamientos laterales, sino también con la torsión global sobre el eje vertical del sistema. Además, la carga de gravedad utilizada en el modelado de efectos P-delta debe incluir el 100 % de la carga de gravedad en la estructura. Por estas razones, se desaconseja el uso de una sola "columna inclinada", en la que gran parte del peso vertical de una estructura se agrupa en una única coordenada vertical y, en su lugar, la carga vertical de la estructura debe distribuirse por toda la estructura de una manera realista, ya sea mediante el modelado directo del sistema de gravedad o mediante "columnas inclinadas" distribuidas adecuadamente.

En algunas estructuras, además de considerar los efectos P-delta asociados con la deformación estructural global, también es importante considerar los efectos P-delta locales asociados con la deformación local de los miembros. Esto es particularmente importante para elementos esbeltos sujetos a pandeo.

**C16.3.4 Torsión.** La torsión inherente es la torsión real causada por las diferencias en la ubicación del centro de masa y el centro de rigidez a lo largo de la altura de la estructura. Los efectos de torsión accidental según la Sección 12.8.4.2 son efectos artificiales que intentan explicar las variaciones reales en la carga y las resistencias de los materiales durante la operación de construcción que difieren de las suposiciones del modelo. Algunos ejemplos de esta diferencia serían la falta de uniformidad de la masa real en el edificio, la ausencia de aberturas en el diafragma, el movimiento de entrada de cimentación torsional causado por el desfase del movimiento del suelo en varios puntos a lo largo de la base, la rigidez lateral de la estructura de gravedad, la variación en la resistencia y rigidez del material causada por las tolerancias típicas de la construcción y la contribución incidental a la rigidez de los elementos no estructurales.

Cuando se introdujo por primera vez la disposición para la torsión accidental, se trataba de edificios que no tienen torsión inherente pero que son sensibles a la excitación torsional. Ejemplos comunes de este tipo de configuración son los edificios de núcleo cruciforme o de núcleo en forma de I. En realidad, muchas cosas pueden hacer que un edificio de este tipo muestre alguna respuesta torsional. Ninguno de los elementos antes mencionados se incluye típicamente en el modelo de análisis; por lo tanto, se introdujo el enfoque de torsión accidental para asegurar que la estructura tenga

algún nivel mínimo de resistencia a la torsión incidental bajo excitación sísmica.

La torsión accidental también sirve como control adicional para brindar más confianza en la estabilidad torsional de la estructura. Durante la dosificación inicial de la estructura utilizando el análisis lineal (según la Sección 16.1.1), se requiere que se aplique la torsión accidental de acuerdo con la Sección 12.8.4.2.

Cuando no hay torsión inherente en el edificio, la torsión accidental es un paso crucial en el proceso de diseño porque este desplazamiento artificial en el centro de masa es una forma simple de forzar un nivel mínimo de torsión para que ocurra en el edificio. El paso de torsión accidental (es decir, las compensaciones de fuerza requeridas del 5%) también es importante cuando se verifican irregularidades en el plano en edificios simétricos y posiblemente torsionalmente flexibles. Cuando ya existe torsión inherente en el edificio, la torsión accidental adicional generalmente no es un requisito crucial (aunque aún se requiere, de acuerdo con la Sección 12.8.4.2) porque el modelo del edificio se torcerá naturalmente durante el análisis y no se requiere torsión artificial adicional para que se produzca esta torsión.

Sin embargo, para edificios que exhiben irregularidades torsionales o torsionales extremas, esta norma requiere la inclusión de torsión accidental en el análisis no lineal para ayudar en la identificación de inestabilidad torsional no lineal potencial.

**C16.3.5 Amortiguamiento.** El amortiguamiento viscoso se puede representar mediante el amortiguamiento combinado de masa y rigidez (Rayleigh). Para garantizar que la amortiguación viscosa no supere el nivel objetivo en los modos de respuesta primarios, la amortiguación normalmente se establece en el nivel objetivo durante dos períodos, uno por encima del período fundamental y otro por debajo de la frecuencia de modo más alta de importancia. Para edificios muy altos, el segundo e incluso el tercer modo pueden tener contribuciones significativas a la respuesta; en este caso, es posible que sea necesario reducir el múltiplo inferior en T1 para evitar una amortiguación excesiva en estos modos.

El amortiguamiento viscoso se puede representar alternativamente mediante el amortiguamiento modal, que permite la especificación explícita del amortiguamiento objetivo en cada modo.

Varios estudios han demostrado que el amortiguamiento del sistema puede variar con el tiempo a medida que la estructura cede y, en algunos casos, puede existir temporalmente un amortiguamiento muy por encima de los niveles objetivo. Zareian y Medina (2010) brindan recomendaciones para la implementación del amortiguamiento de tal manera que el nivel de amortiguamiento viscoso permanezca relativamente constante a lo largo de la respuesta.

El nivel de amortiguamiento estructural causado por la histéresis a nivel de componente puede variar significativamente según el grado de acción inelástica. Por lo general, el amortiguamiento histerético proporciona una contribución de amortiguamiento menor o igual al 2,5% del crítico.

El amortiguamiento y/o la disipación de energía causados por elementos suplementarios de amortiguamiento y disipación de energía deben ser explicitamente

contabilizado con modelos a nivel de componente y no incluido en el término general de amortiguamiento viscoso.

**C16.3.6 Modelado de base explícito.** Las pautas PEER TBI (Bozorgnia et al. 2009) y NIST GCR 12-917-21 (NIST 2012) recomiendan la inclusión de niveles de construcción subterráneos en el modelo matemático de la estructura. El modelado del suelo circundante tiene varios niveles posibles de sofisticación, dos de los cuales se muestran a continuación en (b) y (c) de la figura C16.3-1, que se consideran más prácticos para la práctica actual. Para una evaluación del nivel de MCER, que es la base del procedimiento RHA del Capítulo 16 , PEER TBI (Bozorgnia et al. 2009) y NIST (2012) prefieren el modelo de bañera rígida (Fig. C16.3-1c). Este modelo incluye manantiales de suelo y amortiguadores, y se introducen movimientos de tierra horizontales idénticos en cada nivel del sótano. Este enfoque de modelado, en el que el suelo se modela en forma de muelles y/o amortiguadores (o métodos similares) colocados alrededor de los cimientos, se recomienda pero no es obligatorio. Cuando se incluyen elementos de resorte y amortiguador en el modelo estructural, los movimientos de suelo de entrada horizontales se aplican a los extremos de los elementos de suelo horizontales en lugar de aplicarse directamente a la cimentación. Un modelo más simple pero menos preciso es excluir los manantiales y amortiguadores del suelo del modelo numérico y aplicar los movimientos horizontales del suelo en el nivel inferior del sótano (Fig. C16.3-1b), que está fijo en la base. Se permiten los abordajes de base fija (fig. C16.3-1b) o de bañera (fig. C16.3-1c) , pero se recomienda el abordaje de bañera porque es más preciso.

Para los movimientos de entrada, las pautas de PEER TBI (Bozorgnia et al. 2009) permiten el uso del movimiento de campo libre, que es el movimiento definido en la Sección 16.2.2, o un movimiento de entrada de base modificado para efectos de interacción cinemática. Pautas para modelar la interacción cinemática están contenidos en NIST (2012).

También se pueden aplicar en RHA procedimientos más sofisticados para el modelado de la interacción suelo-estructura, incluidos los efectos de la excitación de múltiples soportes. Dichos análisis deben seguir las pautas presentadas en NIST (2012).

Procedimientos aproximados para la evaluación de cimientos resortes se proporcionan en el Capítulo 19 de esta norma.

#### C16.4.1 Criterios de aceptación global C16.4.1.1

**Respuesta inaceptable.** Esta sección resume los criterios para determinar una respuesta inaceptable y cómo se desarrollaron los criterios. Debe quedar claro que estos criterios de aceptación de respuesta inaceptables no son los criterios de aceptación principales que garantizan la seguridad adecuada contra el colapso del edificio; los criterios de aceptación primarios son los criterios de deriva de piso y los criterios de nivel de elemento discutidos más adelante en la Sección C16.4. los

FIGURA C16.3-1 Ilustración del método de ingreso de movimientos del suelo en la base del modelo estructural

Fuente: NIST 2011.

Los criterios de aceptación de respuesta inaceptable se desarrollaron para ser un protección secundaria para complementar los criterios primarios. Las respuestas inaceptables dan como resultado inestabilidades y pérdida de la carga de gravedad. apoyo. En consecuencia, si se puede demostrar que después de una deformación elemento controlado alcanza su límite (prevención de colapso), el modelo es capaz de redistribuir las demandas a otros elementos, esto no constituiría una respuesta inaceptable. La aceptación los criterios se estructuraron intencionalmente de esta manera porque no alta variabilidad en la respuesta inaceptable (como se describe en este sección) y los otros criterios de aceptación primarios son mucho más estables y fiables (porque se basan en valores medios de 11 movimientos en lugar de la respuesta extrema de 11 movimientos).

Al realizar un análisis no lineal para un conjunto limitado de movimientos de tierra, la observancia de una única respuesta inaceptable (o, por el contrario, la observancia de ninguna respuesta inaceptable). respuestas) es estadísticamente insignificante. Es decir, es razonable probable que no se observen colapsos en un pequeño conjunto de análisis, incluso si la estructura tiene una probabilidad superior al 10% de colapso en los niveles de temblor MCER. También es posible que un estructura con menos del 10% de probabilidad de colapso en MCER los niveles de agitación todavía producirán una respuesta inaceptable para un movimiento de tierra en una pequeña suite. Para obtener estadísticas sobre la número de respuestas inaceptables en un conjunto de análisis para producir una indicación significativa de la probabilidad de colapso, una muy Se debe realizar un gran conjunto de análisis. Además, el observancia o no observancia de una respuesta inaceptable depende en gran medida de cómo se seleccionaron los movimientos del suelo y escalado (o emparejado espectralmente) para cumplir con el espectro objetivo.

Dado que la observancia o no observancia de un inaceptable respuesta no es estadísticamente significativa, el estándar no se basa fuertemente en la prohibición de respuestas inaceptables en el intentar "probar" una seguridad adecuada frente al colapso. Los muchos otros se confía en los criterios de aceptación de la Sección 16.4 para implícitamente garantizar la adecuada seguridad contra el colapso del edificio. Si uno deseaba ampliar los criterios de aceptación de respuesta inaceptable para proporcionar información de seguridad de colapso verdadera y significativa sobre el edificio, una un enfoque de inferencia estadística más complejo tendría que ser usado. Esto se discute más adelante.

La insignificancia estadística de una respuesta inaceptable en un pequeño conjunto de análisis deja una gran pregunta abierta sobre cómo interpretar el significado de tales respuestas cuando ocurren. Aunque la ocurrencia de una sola respuesta inaceptable es estadísticamente insignificante, la ocurrencia de muchas respuestas inaceptables (p. ej., 5 de 11) indica que la probabilidad de colapso está significativamente en exceso del 10%. Además, un diseñador estructural conciencioso es preocupado por tal ocurrencia, y las ocurrencias de respuestas inaceptables pueden proporcionar al diseñador una idea de las posibles vulnerabilidades en el diseño estructural.

Algunos ingenieros suponen que los criterios de aceptación relacionados a la respuesta promedio rechaza efectivamente cualquier inaceptable respuestas (porque no se puede promediar en una respuesta infinita), mientras que otros suponen que el promedio también puede interpretarse como mediana, lo que podría permitir que casi la mitad de los movimientos del suelo provocar una respuesta inaceptable.

Las estadísticas que se presentan a continuación se proporcionan para ayudar a mejorar interpretar el significado de la observancia de un derrumbe u otro tipo de respuesta inaceptable en un conjunto de análisis. Estos simples estadísticas se basan en la predicción de la ocurrencia de colapso (o otra respuesta inaceptable) utilizando una distribución binomial, basada en los siguientes supuestos:

- La probabilidad de colapso del edificio es exactamente del 10% en el nivel MCER .
- La probabilidad de colapso se distribuye lognormalmente y tiene una dispersión (desviación estándar lognormal) de 0,6. Esta

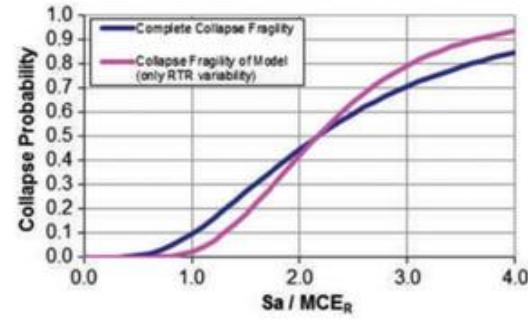


FIGURA C16.4-1 Fragilidades por colapso de un edificio con  $P\%CjMCER=10\%$  y  $\delta COL, RTR = 0,40$

el valor incluye todas las fuentes de incertidumbre y variabilidad (p. ej., variabilidad de registro a registro, incertidumbre de modelado). El valor de 0,6 es el mismo valor utilizado en la creación de la mapas de amenazas consistentes con el riesgo para ASCE 7-10 (FEMA 2009a) y es consistente con los valores usados en FEMA P-695 (FEMA 2009b).

• La variabilidad de registro a registro oscila entre 0,25 y 0,40. Esta es la variabilidad en la capacidad de colapso que sería esperado del modelo analítico. Este valor es altamente depende de los detalles de la selección del movimiento del suelo y escalada; Se esperan valores de 0,35 a 0,45 para movimientos que no se ajustan estrechamente al espectro objetivo, y los valores de 0,2 a 0,3 se esperan para movimientos espectralmente coincidentes (FEMA 2009b).

La Fig. C16.4-1 muestra las curvas de fragilidad del colapso para un hipotético edificio que tiene un 10% de probabilidad de colapso condicionado a Movimiento MCER ( $P\%CjMCER = 10\%$ ) con una incertidumbre de colapso supuesta de registro a registro de 0,40 y un colapso total incertidumbre de 0,60. La figura muestra que el colapso de la mediana la capacidad debe ser un factor de 2,16 por encima del movimiento del suelo MCER nivel, que la probabilidad de colapso es del 10% en el MCER cuando se incluye la variabilidad completa (según se requiera), pero que la probabilidad de colapso es solo del 2,7 % en el MCER cuando solo se incluye la variabilidad de registro a registro. Esta probabilidad de colapso del 2,7 % es lo que se esperaría del modelo estructural que se utiliza en el procedimiento de evaluación de la RHA.

La tabla C16.4-1 muestra la probabilidad de observar n colapsos en un conjunto de 11 movimientos de tierra para una estructura que tiene diferentes valores de  $P\%CjMCER$ .

La Tabla C16.4-1 muestra que para un edificio que cumple con las  $P\%CjMCER=$  objetivo de rendimiento del 10 %, hay un 74 % de probabilidad de

Tabla C16.4-1 Probabilidad de observar colapsos en 11 análisis, Dadas varias probabilidades de colapso de MCER y una incertidumbre de registro a registro de 0,4

Número de Contrae	Probabilidad de varios valores de $P\%CjMCER$				
	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30
0 de 11	0,93	0,74	0,51	0,30	0,07
1 de 11	0,07	0,23	0,36	0,38	0,21
2 de 11	0	0,03	0,11	0,22	0,29
3 de 11	0	0	0,02	0,08	0,24
4 de 11	0	0	0	0,02	0,13
5 de 11	0	0	0	0	0,05

Tabla C16.4-2 Probabilidad de observar colapsos en 11 análisis,  
Dadas varias probabilidades de colapso de MCER y una incertidumbre de  
registro a registro de 0.25

Número de Contrae	Probabilidad de varios valores de P%CjMCER				
	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30
0 de 11	1.00	0.99	0.93	0.79	0.30
1 de 11	0	0.01	0.07	0.19	0.38
2 de 11	0	0	0	0.02	0.22
3 de 11	0	0	0	0	0.08
4 de 11	0	0	0	0	0.02
5 de 11	0	0 000			

no observar colapsos, un 23% de probabilidad de observar un colapso, una probabilidad del 3% de observar dos colapsos, y prácticamente ninguna posibilidad de observar más de dos derrumbes. En comparación, para un edificio con P%CjMCER =20%, hay un 30% de probabilidad de no observar colapsos, un 38% de probabilidad de observar un colapso, una probabilidad del 22% de observar dos colapsos y una probabilidad del 10% de observando más de dos derrumbes.

Esta tabla ilustra que

- Incluso si no se observan colapsos en un conjunto de 11 registros, esto no prueba de ninguna manera que el P%CjMCER= 10% se ha cumplido el objetivo de rendimiento. Por ejemplo, incluso para un edificio con P%CjMCER= 20%, todavía hay un 30% de probabilidad que no se observarán colapsos en el análisis. Por lo tanto, los otros criterios de aceptación sin colapso (p. ej., criterios para derivas y demandas de los elementos) se debe confiar para hacer cumplir la meta de probabilidad de colapso del 10%.
- Si se cumple la meta de desempeño P%CjMCER= 10%, es altamente improbable (solo un 3% de probabilidad) de que ocurran dos colapsos observarse en el conjunto de 11 registros. Por lo tanto, es razonable un criterio de aceptación que prohíba dos colapsos.

Las probabilidades de colapso que se muestran en la Tabla C16.4-1 se basan en un valor de variabilidad de registro a registro relativamente grande de 0,40. La tabla C16.4-2 ilustra estadísticas similares para el caso en que el la variabilidad de registro a registro se suprime en el movimiento del suelo selección y escalado, tal como ocurre con la coincidencia espectral. Esta tabla muestra que, para un edificio que cumple con el P%CjMCER= Meta de desempeño del 10% y con variabilidad de registro a registro tomado como 0.25, la probabilidad de observar una respuesta de colapso Es muy bajo. Es por eso que no se permiten respuestas inaceptables. en el conjunto de análisis cuando se utiliza la coincidencia espectral.

Para estructuras de Categoría de Riesgo I y II, si hay más de 11 terrenos los movimientos se utilizan para el análisis, luego inaceptable adicional las respuestas pueden ser permisibles. Dos respuestas inaceptables sería permisible si se utilizan 20 o más mociones, y tres Las respuestas inaceptables son permisibles cuando 30 o más mociones son usados. Para estructuras de Categoría de Riesgo III y IV, el colapso las metas de probabilidad son 6% y 3%, respectivamente, en el MCER nivel. Cuando los cálculos anteriores se rehacen usando estos valores inferiores objetivos de probabilidad de colapso, esto muestra que la aceptación los criterios deben exigir que ninguna moción de los 11 produzca una respuesta inaceptable para estas categorías.

Por lo general, los valores medios de respuesta del edificio (derivaciones de piso, deformaciones de elementos y fuerzas) se utilizan en las evaluaciones de aceptación, donde la "media" es el promedio estadístico simple para el parámetro de respuesta de interés. Cuando una respuesta inaceptable ocurre, no es posible calcular un valor medio del edificio valores de respuesta porque una de las 11 cantidades de respuesta es

indefinido. En este caso, en lugar de la media, el estándar requiere el uso de la respuesta mediana contada multiplicada por 1.2 pero no menos que la respuesta media de los movimientos restantes.

Para calcular el valor de la mediana, la respuesta inaceptable es asumió como más grande que las otras respuestas y luego, asumiendo que se realizaron 11 análisis, el valor medio contado es tomado como el sexto valor más grande del conjunto de 11 respuestas. El factor 1.2 se basa en una razón razonable de media a valores medianos para una distribución lognormal ( $\bar{y}=0.4$  da como resultado media-mediana=1,08,  $\bar{y}=0.5$  resulta en media-mediana = 1,13,  $\bar{y}=0.6$  da como resultado media-mediana=1,20, y  $\bar{y}=0.7$  da como resultado media-mediana=1,28).

El requisito de verificar también la media de los 10 restantes resultados de la respuesta es simplemente una salvaguarda adicional para asegurar que el  $1.2 \times$  el valor de la mediana no subestima la respuesta media valores que deben utilizarse al comprobar los criterios de aceptación.

Aunque actualmente el propósito de este criterio de aceptación es no cuantificar la probabilidad de colapso de la estructura bajo MCER mociones de tierra, el criterio de aceptación se puede reformular para hacerlo en disposiciones futuras. La probabilidad de colapso se puede inferir de resultados del análisis y en comparación con el valor objetivo (por ejemplo, 10% para estructuras en Categoría de Riesgo I o II). En esta luz alternativa, existente La teoría de la inferencia estadística se puede utilizar para determinar el número de respuestas aceptables, y el número de movimientos de tierra necesarios para concluir que el diseño propuesto puede tener un probabilidad de colapso aceptable.

Como se hizo en la sección anterior, los resultados del análisis pueden ser considerado como siguiendo una distribución binomial. Basado en esto distribución, uno podrá utilizar los conteos observados de colapso y respuestas no colapsadas (indicadas por respuestas inaceptables y aceptables) para estimar la probabilidad de colapso del diseño propuesto de una manera que tenga en cuenta la incertidumbre en la probabilidad de colapso estimada. Esta incertidumbre depende sobre el número total de movimientos del suelo. Si hay pocos movimientos de tierra utilizado, existe una gran incertidumbre en la probabilidad de colapso. Si se utilizan muchos movimientos de tierra, hay una pequeña incertidumbre. Para Por ejemplo, compare un conjunto de 11 movimientos de suelo con 1 respuesta inaceptable con un conjunto de 110 movimientos de suelo con 10 respuestas inaceptables. Ambos conjuntos tienen un probable inaceptable probabilidad de respuesta del 9,1%. El diseño con 1 inaceptable. y 10 respuestas aceptables tiene solo un 34% de posibilidades de que su la probabilidad de respuesta inaceptable es del 10% o menos. El diseño con 10 respuestas inaceptables y 100 aceptables tiene un 56% posibilidad de que su probabilidad de respuesta inaceptable sea del 10% o menos.

En el criterio de aceptación actual, la elección de requerir 11 movimientos del suelo se deriva de la necesidad de tener confianza en el valores promedio del nivel de elemento y nivel de historia resultantes respuestas (Sección C16.2.3.1). Estos a nivel de elemento y nivel de historia Luego, las respuestas se utilizan para demostrar implícitamente un colapso adecuado. la seguridad. Si las futuras disposiciones pretenden garantizar explícitamente que la el diseño propuesto tiene una probabilidad de colapso aceptable, entonces esto El criterio de aceptación de respuesta inaceptable debe revisarse utilizando teoría de la inferencia estadística para establecer el número de movimientos de tierra y el número máximo de inaceptables respuestas, así como los límites de respuesta a nivel de elemento y de historia.

C16.4.1.2 Deriva de Piso. El límite en la deriva de la historia media era desarrollado para ser consistente con los procedimientos de diseño lineal de este estándar. Con este fin, la deriva básica de la historia de la Tabla 12.12-1 límites son los siguientes:

- Incrementado por un factor de 1.5, para reflejar el análisis que se está completado en el nivel de movimiento del suelo MCER en lugar de en 2/3 del nivel MCER, y
- Incrementado por otro factor de 1.25, para reflejar un promedio relación de RyCd.

Estos dos aumentos anteriores son la base para el requisito de que la deriva de piso promedio se limite a 1,9 (que se redondeó a 2,0) de los límites estándar de la Tabla 12.12-1.

Los límites de deriva específicos para mampostería de la Tabla 12.12-1 no se aplican en esta sección porque se espera que los criterios de aceptación a nivel de componente de la Sección 16.4.2 den como resultado un desempeño equivalente (es decir, se espera que un edificio de mampostería diseñado de acuerdo con el Capítulo 16 tener un desempeño similar a un edificio de mampostería diseñado utilizando métodos de análisis lineal y los límites de desviación más estrictos de la Tabla 12.12-1).

La norma no exige comprobaciones de la deriva residual. Las derivas residuales son un indicador de inestabilidad dinámica incipiente, y un ingeniero prudente verifica esta inestabilidad. Limitar las derivas residuales es una consideración importante para la operabilidad posterior a un terremoto y para limitar las pérdidas financieras, pero dichas metas de desempeño no están incluidas en el alcance de la norma ASCE 7. Para edificios de categoría de riesgo I y II, el estándar ASCE 7 está destinado principalmente a garantizar la protección de la seguridad de la vida. Además, las derivas residuales pueden ser extremadamente difíciles de predecir de manera confiable con las herramientas de análisis estructural disponibles.

**C16.4.2 Criterios de aceptación a nivel de elemento.** Los criterios de aceptación a nivel de elemento requieren la clasificación de la acción de cada elemento como controlada por fuerza o controlada por deformación, similar a los procedimientos de ASCE 41. Tenga en cuenta que esto se hace para cada acción de elemento, en lugar de para cada elemento. Por ejemplo, para un elemento de una sola columna, el comportamiento de flexión puede clasificarse como una acción controlada por deformación, mientras que el comportamiento axial puede clasificarse como una acción controlada por fuerza.

Las acciones controladas por deformación son aquellas que tienen una capacidad de deformación inelástica fiable. Las acciones controladas por fuerza pertenecen a los modos frágiles donde no se puede garantizar la capacidad de deformación inelástica. En función de cómo se estructuran los criterios de aceptación, cualquier acción de elemento que se modele elásticamente debe clasificarse como controlada por fuerza.

Algunos ejemplos de acciones controladas por la fuerza son

- Cortante en hormigón armado (que no sean vigas de acoplamiento reforzadas diagonalmente). • Compresión axial en columnas. • Punzonamiento en uniones losa-columna sin armadura de cortante. • Conexiones que no están diseñadas explícitamente para la resistencia del componente conectado, como algunas riostras en marcos arriostrados.

- Desplazamiento de elementos que descansan sobre un elemento de soporte sin conexión rígida (como cojinetes deslizantes). • Fuerzas axiales en colectores de diafragma.

Algunos ejemplos de acciones controladas por deformación son

- Cortante en vigas de acoplamiento reforzadas diagonalmente.
- Flexión en columnas y muros de hormigón armado. • Cedencia axial en arriostramientos coaccionados por pandeo. • Flexión en pórticos especiales de momento.

La Sección 16.4.2 requiere además la categorización de las acciones de los componentes como críticas, ordinarias o no críticas con base en la consecuencia de exceder los límites de resistencia o deformación.

Debido a las diferencias en consecuencia, los criterios de aceptación se desarrollan de manera diferente para cada una de las clasificaciones anteriores de acciones componentes. La criticidad de un elemento se juzga con base en la extensión del colapso que puede ocurrir, dada la falla del elemento, y también un juicio sobre si el efecto de la falla del elemento en la resistencia sísmica es sustancial.

Si se podría juzgar que la falla de un elemento tiene un efecto sustancial en la resistencia sísmica de la estructura si el análisis de un modelo

del edificio sin el elemento presente predice un desempeño inaceptable, mientras que el análisis con el elemento presente no lo hace.

Los límites impuestos a las cantidades de respuesta están correlacionados con el desempeño del edificio y la confiabilidad estructural. Para que el cumplimiento de estos límites caracterice de manera significativa el rendimiento y la confiabilidad generales, puede ser apropiado agrupar ciertas acciones de componentes con fines de diseño. Por ejemplo, si bien se pueden obtener fuerzas de diseño simétricas para estructuras simétricas utilizando procedimientos de análisis de espectro de respuesta modal y fuerza lateral equivalente, no hay garantía de que las acciones de los componentes en el análisis del historial de respuesta de modelos simétricos sean las mismas, o incluso similares, para componentes idénticos dispuestos simétricamente. Se debe aplicar el juicio de ingeniería al diseño para mantener la simetría usando las mayores demandas (es decir, las demandas sobre el componente con mayor carga determinadas usando el factor apropiado en su demanda media) para el diseño de ambos componentes. Para este propósito, usar las demandas medias del par de componentes no sería apropiado porque este método reduciría la demanda utilizada para el diseño del componente más cargado.

Aunque este punto es quizás trivial en el caso de la verdadera simetría, también es una preocupación en las estructuras no simétricas. Para estos edificios, puede ser apropiado agrupar los componentes estructurales que son muy similares en ubicación geométrica o propósito. Las demandas determinadas utilizando la media del conjunto (la respuesta media sobre todos los movimientos del terreno dentro de un conjunto) pueden ser muy diferentes para los componentes individuales dentro de este grupo. Este es el resultado tanto del proceso de promediación como de la limitada consideración explícita del movimiento del suelo para estructurar la orientación en las disposiciones. Si bien el análisis puede indicar que solo una parte de los componentes agrupados no cumple con las disposiciones, el ingeniero debe considerar si dicha no conformidad también debe sugerir un rediseño en otros elementos similares. Por lo tanto, el análisis del historial de respuestas impone una mayor carga al juicio del ingeniero para determinar los métodos apropiados para extraer cantidades de respuesta significativas para fines de diseño.

**C16.4.2.1 Acciones controladas por la fuerza.** Los criterios de aceptación para las acciones controladas por la fuerza siguen el marco establecido por las pautas PEER TBI (Bozorgnia et al. 2009), que se muestran en la ecuación. ([C16.4-1](#)):

$$\bar{\gamma}F_u \leq \bar{\gamma}F_{n,e}$$

(C16.4-1)

donde  $\bar{\gamma}$  es un parámetro de calibración,  $F_u$  es la demanda media del parámetro de respuesta de interés,  $\bar{\gamma}$  es el factor de reducción de la resistencia de un material estándar y  $F_{n,e}$  es la resistencia nominal calculada a partir de un material estándar teniendo en cuenta las propiedades esperadas del material.

Para determinar los valores apropiados de  $\bar{\gamma}$ , comenzamos con los objetivos de probabilidad de colapso de la Tabla 1.3-2 (para las Categorías de riesgo I y II) para movimientos MCER. Estos objetivos de probabilidad de colapso incluyen una probabilidad del 10 % de un colapso estructural total o parcial y una probabilidad del 25 % de una falla que podría poner en peligro vidas individuales. Para la evaluación del colapso, hacemos la suposición algo conservadora de que la falla de un solo componente crítico controlado por fuerza daría como resultado un colapso estructural total o parcial del edificio.

Centrándonos primero en el objetivo de una probabilidad del 10 % de un colapso estructural total o parcial, asumimos que la demanda de fuerza del componente y la capacidad del componente siguen una distribución lognormal y que la estimación de  $F_{n,e}$  representa la verdadera resistencia esperada del componente. Luego calibramos el valor de  $\bar{\gamma}$  requerido para lograr

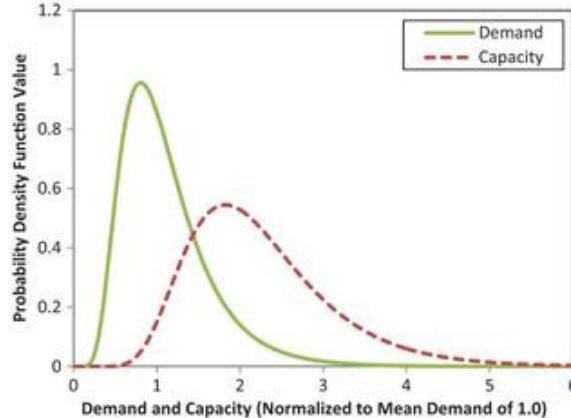


FIGURA C16.4-2 Ilustración de la capacidad y demanda del componente  
Distribuciones lognormales (normalizadas a una capacidad media de 1,0);  
la capacidad media del componente se calibra para lograr  
 $P\% C_j MCER = 10\%$

la meta de probabilidad de colapso del 10%. Este valor se representa en La figura C16.4-2, que muestra las distribuciones logarítmicas normales de la capacidad y la demanda de los componentes.

El proceso de calibración depende en gran medida de los vínculos inciertos en la demanda y la capacidad de los componentes. La Tabla C16.4-3a muestra incertidumbres típicas en vigor demanda de análisis en el MCER nivel de movimiento del terreno tanto para el caso general como para el caso en que el parámetro de respuesta está limitado por un mecanismo de rendimiento bien definido. La Tabla C16.4-3b muestra valores típicos de incertidumbre para el capacidad del componente. Los valores se basan en materiales de referencia, así como en la experiencia colectiva y el juicio profesional del equipo de desarrollo.

En el proceso de calibración, los valores  $\bar{y}$  y  $\bar{y}$  ambos directamente afectar la resistencia requerida del componente. Por lo tanto, la calibración se completa para determinar el valor requerido de  $\bar{y}\bar{y}$  necesario para cumplir el objetivo de seguridad frente al colapso del 10 %. Esta calibración se hace asumiendo un valor de  $\bar{y}\bar{y}$ , convolucionando las distribuciones lognormales de demanda y capacidad y determinando iterativamente el capacidad requerida para cumplir con el objetivo de seguridad de colapso del 10% por ajustando  $\bar{y}\bar{y}$ .

La Tabla C16.4-4 informa los valores finales de  $\bar{y}\bar{y}$  que provienen de tal integración.

Debe quedar claro que este enfoque de calibrar la relación  $\bar{y}\bar{y}$  significa que el criterio de aceptación final es independiente del valor  $\bar{y}$  especificado por un material estándar. Si esto es deseable que los criterios de aceptación dependan parcialmente de el valor de  $\bar{y}$ , entonces los factores de incertidumbre de la Tabla C16.4-3b tendría que hacerse dependiente del valor de  $\bar{y}$  en algunos conducta.

Dado que los valores de la Tabla C16.4-4 son similares, para simplificar el criterio de aceptación se basa en  $\bar{y}\bar{y}=2.0$  para todos los casos, y un caso aparte para la existencia de un mecanismo bien definido no es incluido. Además, el término de fuerza se define ligeramente diferentemente. Para las categorías de riesgo III y IV, este cálculo completo se rehizo utilizando los objetivos de probabilidad de colapso más bajos del 6% y 3%, respectivamente, y se encontró que escalar la fuerza demanda por lo logra suficientemente estos objetivos de probabilidad de colapso más bajos.

Este cálculo estadístico se repitió luego para el objetivo de 25% de probabilidad de una falla que podría resultar en peligro de vidas individuales. Esto resultó en una relación requerida de 1.5 para tales modos de falla controlados por fuerza; considerado como "ordinario".

Las acciones controladas por la fuerza se consideran no críticas si la falla no da como resultado un colapso estructural o cualquier

Tabla C16.4-3a Valores de variabilidad e incertidumbre asumidos para Demanda de fuerza de componentes

General	Bien definido Mecanismo	Variabilidades e Incertidumbres en el
		Demanda de fuerza
0.40	0.20	Variabilidad de registro a registro (para MCER movimientos de tierra)
0.20	0.20	Incertidumbre al estimar las demandas de fuerza utilizando el modelo estructural
0.13	0.06	Variabilidad de la estimación de las demandas de fuerza de la media de solo 11 movimientos de tierra
0.46	0.29	$\bar{y}_D$ $\bar{y}_{Total}$

Tabla C16.4-3b Variabilidad supuesta y valores de incertidumbre para Capacidad de fuerza del componente

General	Bien definido Mecanismo	Variabilidades e incertidumbres en el As-Built final
		Capacidad del componente
0.30	0.30	Variabilidad típica en la ecuación de resistencia para $F_{n,e}$ (a partir de los datos disponibles)
0.10	0.10	Incertidumbre típica en la ecuación de resistencia para $F_{n,e}$ (extrapolación más allá de los datos disponibles)
0.20	0.20	Incertidumbre en la resistencia construida debido a calidad de construcción y posibles errores
0.37	0.37	$\bar{y}_C$ $\bar{y}_{Total}$

Tabla C16.4-4 Razones requeridas de  $\bar{y}\bar{y}$  para lograr el 10% de colapso  
Objetivo de probabilidad

Dispersión	Relaciones requeridas de $\bar{y}\bar{y}$
General	2.1
Mecanismo bien definido	1.9

peligro de vidas individuales; esto ocurre en situaciones en las que las fuerzas de gravedad pueden redistribuirse de manera confiable a una ruta de carga alternativa y no se producirá ningún fracaso. Para componentes controlados por fuerza no críticos, los criterios de aceptación permiten el uso de  $\bar{y}=1.0$ .

Cuando un estándar de la industria no define la resistencia esperada, La fuerza esperada (o media),  $F_e$ , se calcula de la siguiente manera. Primero un la ecuación de predicción de resistencia estándar se utiliza a partir de un material estándar, utilizando un factor de reducción de resistencia,  $\bar{y}$ , de 1,0; lo esperado las propiedades del material también se utilizan en lugar del material nominal En algunos casos, esta estimación de la fuerza ( $F_{n,e}$ ) todavía puede ser conservador en comparación con la fuerza media esperada mostrado por pruebas experimentales ( $F_e$ ) causadas por el conservadurismo inherente en las ecuaciones de resistencia adoptadas por los estándares de materiales.

Si existe tal conservadurismo, el valor de  $F_{n,e}$  se puede multiplicar por un "factor de fuerza de reserva del componente" superior a 1,0 para producir la estimación de la resistencia media esperada ( $F_e$ ). este proceso es ilustrado en la Fig. C16.4-3, que muestra las relaciones  $F_e/F_{n,e}$  para el resistencias al corte a partir de datos de prueba de muros de corte de hormigón armado (Wallace et al. 2013). Esta figura muestra que la relación de  $F_e/F_{n,e}$

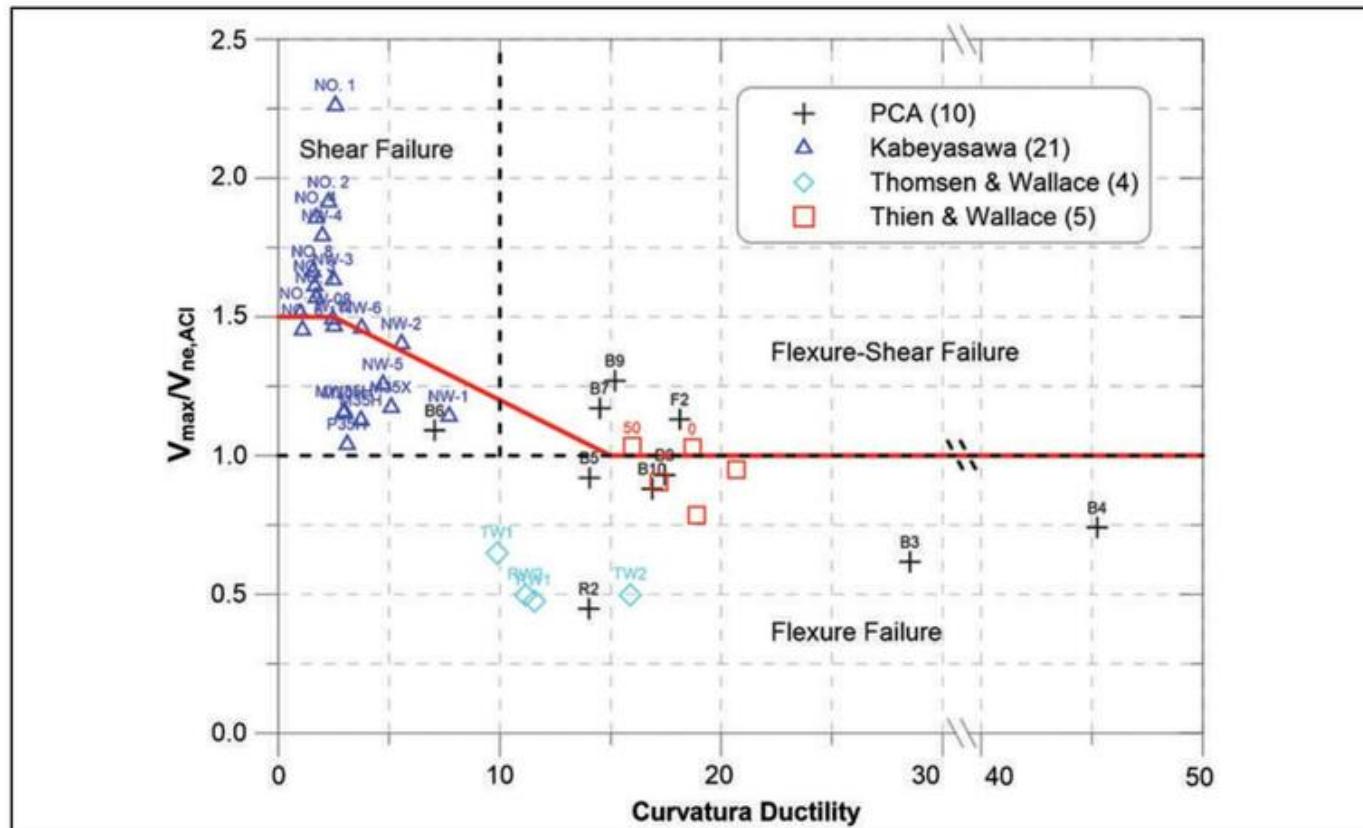


FIGURA C16.4-3 Resistencias al corte esperadas (en términos de  $\bar{F}_e / \bar{F}_{y,Fn,e}$ ) para muros de corte de concreto reforzado cuando se someten a varios niveles de ductilidad por flexión

Fuente: Cortesía de John Wallace.



FIGURA C16.4-4 Vista en planta de un edificio de muestra que muestra la disposición de los muros de corte de hormigón

depende de la ductilidad a la flexión del muro de corte, lo que demuestra que  $\bar{F}_e = 1.0$ .  $\bar{F}_{y,Fn,e}$  es apropiado para la resistencia al corte en la zona de alto daño por flexión y  $\bar{F}_e = 1.5 \bar{F}_{y,Fn,e}$  puede ser apropiado en zonas sin daño por flexión.

Para propósitos de comparación, la Ec. (C16.4-1) es comparable a los criterios de aceptación de PEER TBI (Bozorgnia et al. 2009) para el caso de que  $\bar{y} = 0.75$  y  $\bar{F}_e = 1.0 \bar{F}_{y,Fn,e}$ .

La excepción permite el uso de la filosofía de diseño de capacidad para componentes controlados por fuerza que están "protegidos" por fusibles inelásticos, de modo que la fuerza entregada al componente controlado por fuerza está limitada por la fuerza del fusible inelástico.

Los siguientes son algunos ejemplos de acciones controladas por la fuerza, que se consideran acciones críticas:

- Steel Moment Frames (SMF):  $\bar{y}$  Fuerzas de compresión axial en columnas causadas por combinación fuerzas de gravedad y de vuelco  
 $\bar{y}$  Combinación de fuerza axial, momentos flectores y cortante en empalmes de columnas

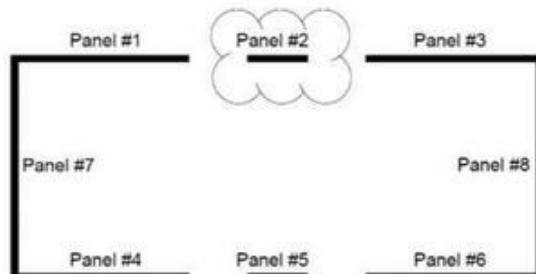


FIGURA C16.4-5 Vista en planta de un edificio de muestra que muestra los componentes de un muro de corte con núcleo de hormigón armado

$\bar{y}$  Tensión en las conexiones de la base de la columna (a menos que se modelen inelásticamente, en cuyo caso sería un componente de deformación controlada)

- Steel Braced Frames (BRBF - Pandeo restringido arriostrado)

Pórticos, SCBF - Pórticos especiales arriostrados concéntricamente):  $\bar{y}$  Fuerzas axiales de compresión en columnas causadas por fuerzas de gravedad y de vuelco

$\bar{y}$  Fuerza axial, momentos flectores y cortante combinados en empalmes de columnas  $\bar{y}$  Tracción en conexiones de riostros y vigas

$\bar{y}$  Conexiones de la base de la columna (a menos que se modelen inelásticamente)

- Pórticos de momento de hormigón:

$\bar{y}$  Fuerzas axiales de compresión en columnas causadas por combinación

Fuerzas de gravedad y volcamiento  $\bar{y}$

Fuerza cortante en columnas y vigas

- Muros de Corte de Concreto o Mampostería:

• Cortante en muro de cortante de hormigón, en los casos en que haya una capacidad limitada para que la fuerza de cortante se transfiera a los paneles de muro adyacentes. Para los casos de muros de corte aislados (es decir, el muro #1 en la Fig. C16.4-4), la fuerza de corte en este muro aislado se considera una acción crítica. En contraste, la fuerza cortante en un pilar de una pared que se encuentra en un grupo de pilares de pared (p. ej., el panel #2 de la Fig. C16.4-5) no necesita considerarse una acción crítica (especialmente al determinar si un análisis se considera que representa una respuesta inaceptable). Para este caso de un grupo de pilares de pared, puede ser apropiado considerar que la suma de los cortantes de la pared es la acción crítica (p. ej., la suma de los cortantes de la pared en los paneles #1, #2 y #3 de la Fig. C16.4-5). • Compresión axial (más flexión) en muros de corte de concreto (para la mayoría de los casos) • Compresión axial en columnas voladizas • Tracción axial (más flexión) en empalmes de columnas voladizas • Otros tipos de componentes: • Fuerzas de corte en pilotes y conexiones de cabeza de pilote (a menos que modelados inelásticamente) • Fuerzas cortantes en cimientos superficiales (a menos que se modelen inelásticamente) • Punzonamiento en losas sin refuerzo de cortante (a menos que se modelen inelásticamente) • Diafragmas que transfieren una cantidad sustancial de fuerza (de más de un piso)

#### • Elementos que soportan pórticos y muros discontinuos

Los siguientes son algunos ejemplos de acciones controladas por la fuerza que se consideran acciones ordinarias:

- Marcos resistentes al momento de acero (SMF):
  - Fuerza cortante en vigas y columnas
  - Conexiones de la base de la columna (a menos que se modelen inelásticamente) • Uniones soldadas o atornilladas (a diferencia de la acción inelástica de la conexión general) entre las vigas y las columnas del pórtico resistente al momento • Pórticos arriostrados de acero (BRBF, SCBF):
  - Fuerzas de tensión axial en columnas causadas por fuerzas de vuelco (a menos que se modelen de forma inelástica) • Pórticos de momento de hormigón:
  - Empalmes en refuerzo de vigas y columnas longitudinales • Muros de cortante de concreto o mampostería: • Una clasificación ordinaria solo se aplicaría en casos especiales donde la falla no causaría un colapso generalizado y causaría una reducción mínima en la resistencia sísmica del edificio.
- Otros tipos de componentes: • Fuerzas axiales en colectores de diafragma (a menos que se modelen de forma inelástica) • Fuerzas de corte y de cuerda en diafragmas (a menos que se modelen de forma inelástica) • Fuerzas axiales de pilotes

Tabla C16.4-5a Valores asumidos de variabilidad e incertidumbre para la demanda de deformación de componentes

Demanda	Variabilidades e Incertidumbres en la Demanda de Deformación
Dispersión ( $\gamma_D$ )	
0.40	Variabilidad de registro a registro (para movimientos de tierra MCER)
0.20	Incertidumbre al estimar las demandas de deformación utilizando el modelo estructural
0.13	Variabilidad a partir de la estimación de las demandas de deformación a partir de la media de solo 11 movimientos del terreno $\gamma_D$
0.46	$\gamma_{Total}$

Tabla C16.4-5b Variabilidad supuesta y valores de incertidumbre para la capacidad de deformación del componente

Capacidad Dispersión ( $\gamma_C$ )	Variabilidades e Incertidumbres en la Deformación As-Built Final Capacidad del componente
0,60	Variabilidad típica en la ecuación de predicción para la capacidad de deformación (a partir de los datos disponibles)
0,20	Incertidumbre típica en la ecuación de predicción para la capacidad de deformación (extrapolación más allá de los datos)
0,20	Incertidumbre en la capacidad de deformación conforme a obra debido a la calidad de la construcción y errores $\gamma_C$ $\gamma_{Total}$
0,66	

Los siguientes son algunos ejemplos de acciones controladas por la fuerza. que podrían considerarse acciones no críticas:

- Cualquier componente donde la falla no resulte en el colapso o pérdida sustancial de la resistencia sísmica de la estructura.

C16.4.2.2 Acciones controladas por deformación. mientras substan existen datos significativos para indicar la capacidad de las acciones controladas por fuerza, hay relativamente pocos datos de laboratorio para indicar la deformación en la que la acción de un elemento controlado por deformación alcanza un nivel en el que se produce la pérdida de la capacidad de carga vertical. Hay una serie de razones para esto, incluidas las siguientes: (1) la deformación a la que se produce dicha pérdida puede ser muy grande y más allá de la capacidad de prueba práctica del equipo de laboratorio típico; (2) muchos investigadores han probado dichos componentes con el objetivo de cuantificar la capacidad útil de los elementos de un sistema resistente a fuerzas sísmicas y han terminado las pruebas después de que se ha producido una degradación sustancial de la resistencia, aunque todavía no se ha experimentado la falla real; y (3) las pruebas de falla de los elementos que soportan cargas de gravedad pueden ser peligrosas y destructivas para el equipo de prueba. Por lo tanto, al carecer de una base de datos completa sobre la capacidad de colapso confiable de diferentes acciones de elementos controlados por deformación, el estándar se basa de manera predeterminada en los criterios de aceptación contenidos en ASCE 41. Sin embargo, el estándar presenta criterios alternativos, que utilizan directamente la deformación esperada en la que se produce la pérdida de verticalidad. La capacidad de carga se produce, en el reconocimiento de que el uso de tales valores es más consistente con los objetivos de colapso de la Sección C1.3.1 y también con la esperanza de que los datos sobre la capacidad de deformación de los elementos estén eventualmente disponibles para su uso.

Para determinar los límites de deformación inelástica apropiados para este procedimiento alternativo, se utiliza un proceso similar al utilizado para las acciones controladas por fuerza. La Tabla C16.4-5a muestra las incertidumbres asumidas en la demanda de deformación para análisis estructurales para movimientos de tierra MCER. La Tabla C16.4-5b muestra de manera similar las incertidumbres supuestas en la capacidad de deformación del componente en el punto en que ocurre la pérdida en la capacidad de carga vertical. Estos valores de  $\gamma_C$  son mayores que los valores comparables para componentes controlados por fuerza porque la incertidumbre es bastante grande cuando se trata de cuantificar la deformación a la que se pierde la capacidad de carga vertical.

ocurre.

Los resultados de la integración muestran que la capacidad de deformación promedio debe ser un factor de 3.2 mayor que la demanda de deformación promedio para cumplir con el objetivo de seguridad de colapso del 10% (para colapso estructural total o parcial) para movimientos de tierra MCER. El uso de la inversa de este valor conduce al requisito de que la demanda de deformación media se limite a menos de 0,3 de la capacidad de deformación media.

Este límite de 0,3 es bastante conservador y supone que se produce un colapso inmediato cuando se excede la capacidad de deformación en un solo componente. Tal colapso inmediato puede ocurrir en algunos casos poco comunes donde no existe una ruta de carga alternativa; sin embargo, en la mayoría de los casos, existe al menos una ruta de carga alternativa y las cargas de gravedad se redistribuirán y retrasarán la ocurrencia del colapso vertical. Tenga en cuenta que el uso de una relación de 0,3 en el criterio de aceptación supone que existe un 100% de probabilidad de colapso del edificio cuando se excede la capacidad de deformación en un solo componente; en cambio, el uso de una relación de 0,5 implica un 40% de probabilidad de colapso del edificio cuando se excede la capacidad de deformación en un solo componente. Estos son los criterios de aceptación utilizados para las acciones críticas de control de deformación.

Este cálculo estadístico se rehizo luego con el objetivo de un 25% de probabilidad de falla que pondría en peligro vidas individuales. Los resultados de la integración muestran que la capacidad de deformación promedio debe ser un factor de 2.0 mayor que la demanda de deformación promedio para cumplir con la meta del 25% para los movimientos de tierra MCER; utilizando el inverso de este valor, esto conduce a un requisito de que la demanda de deformación media se limite a menos de 0,5 de la capacidad de deformación media.

Para acciones no críticas de deformación controlada, por definición, la falla de tal componente no resultaría en ningún colapso y tampoco resultaría en una pérdida sustancial en la resistencia sísmica de la estructura. En consecuencia, para tal caso, la deformación inelástica no está limitada por el criterio de aceptación de la Sección 16.4.2.2 (porque no hay una consecuencia significativa de falla para dicho componente), pero la deformación inelástica de dicho componente todavía está limitada por el inaceptable criterio de respuesta de la Sección 16.4.1.1 (es decir, el componente debe modelarse adecuadamente hasta los niveles de deformación que experimenta el componente en la simulación estructural).

Los siguientes son algunos ejemplos de deformación controlada. acciones que se consideran acciones críticas:

- Marcos resistentes a momentos de acero (SMF) ÿ Rotaciones de bisagras en vigas y columnas que conducen a una degradación significativa de la resistencia/rigidez ÿ Deformaciones de conexiones no dúctiles de viga a columna por gravedad • Marcos arriostrados de acero (BRBF, SCBF) ÿ Deformaciones axiales (tensión/compresión) en arriostramientos ÿ Rotaciones de bisagras en vigas y columnas que conducen a una degradación significativa de la resistencia/rigidez ÿ Deformaciones de conexiones no dúctiles de viga a columna por gravedad • Pórticos de hormigón resistentes al momento:

ÿ Rotaciones de bisagras en vigas y columnas que conducen a una degradación significativa de la resistencia/rigidez  
 ÿ Deformaciones de conexiones no dúctiles losa-columna en sistemas de gravedad de concreto reforzado • Muros de Cortante de Concreto:  
 ÿ Deformaciones por tracción en el refuerzo de muros longitudinales  
 ÿ Deformaciones por compresión en el refuerzo de muros longitudinales y hormigón  
 ÿ Articulación por flexión o fluencia por cortante de vigas de acoplamiento ÿ Deformaciones de losa-columna o losa-muro no dúctiles conexiones en sistemas de gravedad de hormigón armado • Otros tipos de componentes: ÿ Levantamiento del suelo y deformaciones portantes en cimentaciones superficiales (cuando se modelan de forma inelástica) ÿ Deformaciones por extracción por tracción o deformaciones portantes de compresión de cimentaciones con pilotes (cuando se modelan de forma inelástica)

Los siguientes son algunos ejemplos de acciones controladas por deformación que se consideran acciones ordinarias:

- Steel Moment Frames (SMF): ÿ Deformaciones de conexiones dúctiles viga-columna por gravedad
- Pórticos arriostrados de acero (BRBF, SCBF o pórticos arriostrados no conformes): ÿ Deformaciones de las conexiones dúctiles de viga a columna por gravedad • Pórticos de hormigón resistentes al momento:

ÿ Deformaciones de conexiones dúctiles losa-columna en sistemas de gravedad de hormigón armado • Muros de Cortante de Hormigón:

ÿ Deformaciones de unión dúctil losa-columna o losa-muro conexiones en sistemas de gravedad de hormigón armado

Los siguientes son algunos ejemplos de acciones controladas por deformación que podrían considerarse acciones no críticas:

- Deformaciones en una viga de acople en un sistema de muros de cortante, en el caso que la falla de la viga de acople no resulte en colapso ni pérdida sustantiva en la resistencia sísmica.

C16.4.2.3 Elementos del Sistema de Resistencia a la Fuerza de Gravedad. El requisito básico de compatibilidad de deformación de ASCE 7-10, Sección 12.12.5 se impone para los componentes del sistema de gravedad, que no forman parte del sistema de resistencia a la fuerza sísmica establecido, utilizando las demandas de deformación previstas a partir del análisis del historial de respuesta bajo el nivel MCER. movimientos del suelo, a diferencia de la evaluación bajo análisis lineal.

Si un analista quisiera investigar más a fondo el rendimiento del sistema de gravedad (que no es obligatorio), el enfoque más directo y completo (pero también el que requiere más tiempo) sería modelar directamente los componentes del sistema de gravedad como parte del modelo estructural, y luego imponer los mismos criterios de aceptación utilizados para los componentes del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

Un enfoque alternativo (que es más común) sería modelar el sistema de gravedad de una manera simplificada y verificar que las demandas de fuerza impuestas por el terremoto no controlen las otras combinaciones de carga y/o verificar que las deformaciones medias del sistema de gravedad no exceda los límites de deformación para los componentes de deformación controlada.

## REFERENCIAS

- Al Atik, L. y Abrahamson, N. (2010). "Un método mejorado para la coincidencia espectral no estacionaria". *Tierraq. Espectros* 26(3), 601–617.  
 Ancheta, TD, Darragh, RB, Stewart, JP, Seyhan, E., Silva, WJ, Chious, BSJ, et al. (2012). "Base de datos PEER NGA-West 2". Centro de Investigación de Ingeniería de Terremotos del Pacífico, Berkeley, CA.  
 Panadero, JW (2011). "Espectro medio condicional: herramienta para la selección del movimiento del suelo". *J. Estructura. Eng.*, 137(3), 322–331. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000215](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000215).  
 Baker, JW y Cornell, CA (2006). "Correlación de valores espectrales de respuesta para movimientos de tierra de múltiples componentes". *Toro. Sísmico. Soc. Soy.* 96(1), 215–227.  
 Bommer, JJ, Scott, SG y Sarma, SK (2000). "Escenarios de terremotos consistentes con el peligro". *Suelo Din. Tierraq. Ing.* 19(4), 219–231.  
 Bozorgnia, Y., Crouse, CB, Hamburger, RO, Klemencic, R., Krawinkler, H., Malley, JO, et al. (2009). Pautas para el diseño sísmico basado en el desempeño de edificios altos, Centro de Investigación de Ingeniería de Terremotos del Pacífico, Berkeley, CA.  
 Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (2009a). NEHRP recomendó disposiciones para la regulación sísmica de edificios y otras estructuras, FEMA P-753, FEMA, Washington, DC.  
 FEMA. (2009b). Cuantificación de los factores de comportamiento sísmico de los edificios, FEMA P-695, FEMA, Washington, DC.

- Grant, DN y Diaferia, R. (2012). "Evaluación de la idoneidad de los movimientos del suelo coincidentes con el espectro para el análisis del historial de respuesta", *Earthq. Ing. Estructura. Din.* 42(9), 1265–1280. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.2270>.
- Haroun, MA y Housner, GW (1981). "Diseño sísmico de tanques de almacenamiento de líquidos". *J. Tecn. Con. ASCE, Nueva York* 107(1), 191–207.
- Housner, GW (1963). "El comportamiento dinámico de los tanques de agua". *Toro. Sísmico. Soc. Soy.* 53(2), 381–387.
- Huang, YN, Whittaker, AS y Luco, N. (2008). "Demandas espectrales máximas en la región cercana a la falla", *Earthq. Espectros*, 24, 319–341.
- Jacobsen, LS (1949). "Hidrodinámica impulsiva del fluido dentro de un tanque cilíndrico y del fluido que rodea un muelle cilíndrico". *Toro. Sísmico. Soc. Soy.* 39(3), 189–203.
- Luco, N. y Bazzurro, P. (2007). "¿La escala de amplitud de los registros de movimiento del suelo da como resultado respuestas de deriva estructural no lineal sesgadas?" *Tierraq. Ing. Estructura. Din.* 36, 1813–1835.
- Naeim, F. y Lew, M. (1995). Sobre el uso de historias de tiempo compatibles con el espectro de diseño. *Tierraq. Espectros* 11 (1), 111–127.
- Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST). (2011). Seleccionar y escalar los movimientos del terreno sísmico para realizar análisis de historial de respuesta. GCR 11-917-15. Empresa conjunta de consultores NEHRP, NIST, Gaithersburg, MD.
- NIST. (2012). Interacción suelo-estructura para estructuras de edificios, GCR 12-917-21. Empresa conjunta de consultores NEHRP, NIST, Gaithersburg, MD.
- NIST. (2010). Análisis estructural no lineal para diseño sísmico. NIST GCR 10-917-5, NIST, Gaithersburg, MD.
- NIST (Instituto Nacional de Estándares y Tecnología). (2011). Selección y escalado de movimientos sísmicos del suelo para realizar análisis de historial de respuestas, NIST GCR 11-917-15, NIST, Gaithersburg, MD.
- Reiter, L. (1990). Análisis de riesgos de terremotos: problemas y puntos de vista. Columbia University Press, Nueva York.
- Schnabel, PB, Lysmer, J. y Seed, HB (1972). "SHAKE: un programa informático para el análisis de la respuesta a terremotos de sitios con capas horizontales". Informe EERC 72-12, Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica, Universidad de California, Berkeley, CA.
- Shahi, SK, Ling, T., Baker, JW y Jayaram, N. (2011). Nuevos procedimientos de selección de movimiento del suelo y movimientos seleccionados para el programa de investigación de transporte PEER, Centro de Investigación de Ingeniería de Terremotos del Pacífico, Berkeley, CA.
- Stewart, JP, Chiou, SJ, Bray, JD, Graves, RW, Sommerville, PG y Abrahamson, NA (2002). "Procedimientos de evaluación del movimiento del suelo para el diseño basado en el rendimiento". *J. Suelo Dyn. Tierraq. Ing.*, 22, 9–12.
- Wallace, JW, Segura, C. y Tran, T. (2013). "Diseño de corte de muros estructurales", Proc., 10<sup>a</sup> Conferencia Internacional sobre Ingeniería Urbana de Terremotos, Instituto de Tecnología de Tokio, Tokio.
- Zareian, F. y Medina, R. (2010). "Un método práctico para el modelado adecuado del amortiguamiento estructural en sistemas estructurales planos inelásticos", *J. Comput. Estructura.* 88(1–2), 45–53.

## OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

- ASCE. (2014). "Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes". ASCE/ Norma SEI 41-13, ASCE, Reston, VA.
- Haselton, CB y Deierlein, GG (2007). Evaluación de la seguridad contra el colapso sísmico de los edificios modernos con estructura de hormigón armado, Informe PEER 2007/08, Centro de Investigación de Ingeniería de Terremotos del Pacífico, Universidad de California, Berkeley, CA.

## CAPÍTULO C17

## REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS AISLADA SÍSMICAMENTE

## C17.1 GENERALIDADES

El aislamiento sísmico, también conocido como aislamiento de base debido a su uso común en la base de estructuras de edificios, es un método de diseño utilizado para desacoplar sustancialmente la respuesta de una estructura de los componentes horizontales potencialmente dañinos de los movimientos sísmicos. Este desacoplamiento puede resultar en una respuesta que se reduce significativamente con respecto a la de un edificio de base fija convencional.

El daño significativo a los edificios y la infraestructura después de los grandes terremotos en las últimas tres décadas ha llevado al rápido crecimiento de la tecnología de aislamiento sísmico y al desarrollo de pautas específicas para el diseño y construcción de edificios y puentes sísmicamente aislados en los Estados Unidos, como así como procedimientos de prueba estandarizados de dispositivos de aislamiento.

Los requisitos de diseño para estructuras de edificios con aislamiento sísmico se codificaron por primera vez en los Estados Unidos como un apéndice del Código Uniforme de Construcción de 1991, con base en los "Requisitos generales para el diseño y la construcción de estructuras con aislamiento sísmico" desarrollados por el Comité Estatal de Sismología de la Estructural. Asociación de Ingenieros de California. En los años intermedios, esas disposiciones se han desarrollado a lo largo de dos vías paralelas en los requisitos de diseño en el Capítulo 17 de la norma ASCE/SEI 7 y los requisitos de rehabilitación en la Sección 9.2 de ASCE/SEI 41 (2007), Rehabilitación sísmica de edificios existentes. Los métodos de diseño y análisis de ambos estándares son similares, pero ASCE/SEI 41 permite requisitos de diseño más flexibles para la superestructura de los edificios rehabilitados. Los conceptos básicos y los principios de diseño del aislamiento sísmico de las estructuras de puentes de carreteras se desarrollaron en paralelo y se codificaron por primera vez en los Estados Unidos en las especificaciones de la guía de disposiciones para el diseño de aislamiento sísmico de AASHTO de 1990. La versión posterior de este código (AASHTO 1999) proporciona un enfoque sistemático para determinar los límites límite para el análisis y diseño de las propiedades mecánicas del aislador.

La presente edición de las disposiciones ASCE/SEI 7, Capítulo 17, contiene modificaciones significativas con respecto a las versiones reemplazadas, destinadas a facilitar el proceso de diseño e implementación del aislamiento sísmico, promoviendo así la expansión del uso de la tecnología. En lugar de abordar un método específico de aislamiento sísmico, la norma proporciona requisitos generales de diseño aplicables a una amplia gama de sistemas de aislamiento sísmico.

Debido a que los requisitos de diseño son generales, se requieren pruebas del hardware del sistema de aislamiento para confirmar los parámetros de ingeniería utilizados en el diseño y para verificar la idoneidad general del sistema de aislamiento. Se prohíbe el uso de sistemas de aislamiento cuya idoneidad no se haya probado mediante pruebas. En general, los sistemas aceptables (a) mantienen la estabilidad horizontal y vertical cuando se someten a desplazamientos de diseño, (b) tienen una fuerza de restauración inherente definida como una resistencia creciente con un desplazamiento creciente, (c) no se degradan significativamente bajo cargas cíclicas repetidas,

y (d) tener parámetros de ingeniería cuantificables (tales como características de flexión de fuerza y amortiguamiento).

El comportamiento de desplazamiento de fuerza lateral de los sistemas de aislamiento se puede clasificar en cuatro categorías, como se muestra en la figura C17.1-1, donde cada curva idealizada tiene el mismo desplazamiento de diseño, DD.

Un sistema de aislamiento lineal (Curva A) tiene un período efectivo que es constante e independiente de la demanda de desplazamiento, donde la fuerza generada en la superestructura es directamente proporcional al desplazamiento del sistema de aislamiento.

Un sistema de aislamiento de endurecimiento (Curva B) tiene una rigidez lateral inicial baja (o, de manera equivalente, un período efectivo largo) seguida de una segunda rigidez relativamente alta (o un período efectivo más corto) con demandas de desplazamiento más altas. Cuando los desplazamientos exceden el desplazamiento de diseño, la superestructura está sujeta a mayores demandas de fuerza, mientras que el sistema de aislamiento está sujeto a desplazamientos reducidos, en comparación con un sistema lineal equivalente con el mismo desplazamiento de diseño, como se muestra en la Fig. C17.1-1.

Un sistema de aislamiento por ablandamiento (Curva C) tiene una rigidez inicial relativamente alta (período efectivo corto) seguida de una segunda rigidez relativamente baja (período efectivo más largo) con desplazamientos más altos. Cuando los desplazamientos exceden el desplazamiento de diseño, la superestructura está sujeta a demandas de fuerza reducida, mientras que el sistema de aislamiento está sujeto a demanda de desplazamiento mayor que para un sistema lineal comparable.

La respuesta de un sistema de aislamiento puramente deslizante sin capacidades de fuerza de restauración lateral (Curva D) se rige por las fuerzas de fricción desarrolladas en la interfaz deslizante. Con incremento

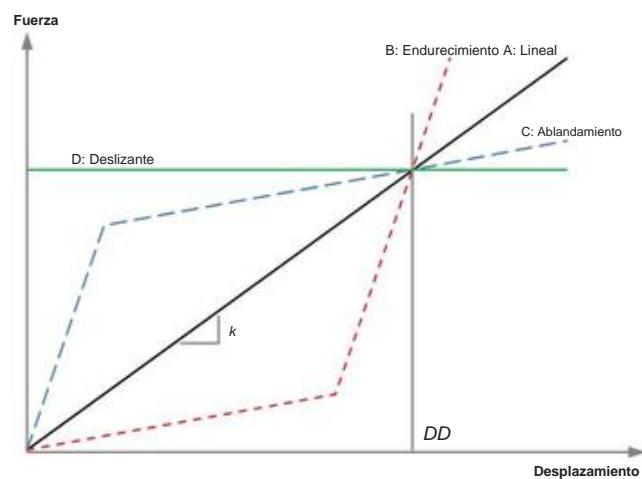


FIGURA C17.1-1 Relaciones fuerza-desviación idealizadas para sistemas de aislamiento (los efectos de rigidez de los sistemas de restricción de viento de sacrificio no se muestran para mayor claridad)

desplazamientos, el período efectivo se alarga mientras las cargas sobre la superestructura permanecen constantes. Para tales sistemas, el desplazamiento total causado por ciclos repetidos de terremotos depende en gran medida de las características del movimiento del suelo y puede exceder el desplazamiento de diseño, DD. Dado que estos sistemas no tienen una resistencia creciente con el desplazamiento creciente, lo que ayuda a volver a centrar la estructura y evitar el colapso, los procedimientos de la norma no se pueden aplicar y el uso del sistema está prohibido.

El Capítulo 17 establece los desplazamientos de diseño del aislador, las fuerzas de corte para el diseño estructural y otros requisitos específicos para estructuras sísmicamente aisladas basadas únicamente en MCER. Todos los demás requisitos de diseño, incluidas las cargas (que no sean sísmicas), las combinaciones de carga, las fuerzas y tensiones admisibles y la distribución de cortante horizontal, son los mismos que para las estructuras convencionales de base fija. Los principales cambios incorporados en esta edición de las disposiciones incluyen los siguientes:

- Procedimiento de cálculo modificado para las fuerzas cortantes de base de diseño elástico desde el evento de terremoto de diseño (DE) hasta el evento MCER usando un conjunto consistente de desplazamientos y propiedades de rigidez de límite superior e inferior. Esta modificación simplifica el proceso de diseño y análisis al centrarse solo en el evento MCER. • Límites permisibles y criterios relajados para el uso del procedimiento de fuerza lateral equivalente (ELF). Esta modificación minimiza la necesidad de realizar análisis de historial de tiempo no lineales complejos y computacionalmente costosos para diseñar la superestructura y el sistema de aislamiento en muchas estructuras con base aislada. • Definiciones mejoradas de las propiedades de diseño del aislamiento.
- sistema.
- Uso de propiedades nominales en el proceso de diseño de rodamientos de aislamiento típicos especificados por los fabricantes en base a pruebas previas de prototipos. • Estas propiedades nominales se ajustan utilizando el concepto de factor lambda recientemente incorporado de AASHTO (1999) para tener en cuenta las incertidumbres de respuesta y obtener las propiedades de los límites superior e inferior del sistema de aislamiento para el proceso de diseño.
- Nuevo método para la distribución vertical de esfuerzos laterales asociado al método de diseño ELF. • Enfoque simplificado para incorporar una excentricidad de masa accidental del 5 % en análisis de historia temporal no lineal. • Reducción del número requerido de revisores pares en un proyecto de aislamiento sísmico de los actuales tres a cinco a un mínimo de un revisor paritario. Además, los revisores pares no están obligados a asistir a las pruebas de prototipo. • Procedimiento de cálculo para estimar los desplazamientos residuales permanentes que pueden ocurrir en aplicaciones de aislamiento sísmico con niveles de rendimiento/fricción de período relativamente largo y pequeños desplazamientos de rendimiento bajo un amplio rango de intensidad sísmica.

## C17.2 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

En una aplicación ideal de aislamiento sísmico, el desplazamiento lateral de la estructura se acomoda principalmente a través de un gran desplazamiento lateral o deformación del sistema de aislamiento en lugar de una deformación interna de la superestructura superior. En consecuencia, el sistema resistente a fuerzas laterales de la superestructura sobre el sistema de aislamiento está diseñado para tener suficiente rigidez y resistencia para evitar grandes desplazamientos inelásticos. Por lo tanto, la norma contiene criterios que limitan la respuesta inelástica de la superestructura. Aunque el control de daños no es un objetivo explícito de la norma, el diseño para limitar la respuesta inelástica de

el sistema estructural reduce directamente el nivel de daño que de otro modo ocurriría durante un terremoto. En general, se espera que las estructuras aisladas diseñadas de acuerdo con la norma

1. resistir niveles menores y moderados de movimiento sísmico del suelo sin dañar los elementos estructurales, los componentes no estructurales o el contenido del edificio, y 2. resistir niveles importantes de movimiento sísmico del suelo sin fallar el sistema de aislamiento, daño significativo a los elementos estructurales, daño extenso a los componentes no estructurales, o interrupción importante de la función de la instalación.

Se espera que las estructuras aisladas se desempeñen considerablemente mejor que las estructuras de base fija durante terremotos moderados e importantes. La Tabla C17.2-1 compara el desempeño esperado de estructuras aisladas y de base fija diseñadas de acuerdo con el estándar. El rendimiento real de una estructura aislada debe determinarse mediante la realización de análisis de historial de tiempo no lineales y el cálculo de las derivas entre pisos y las demandas de aceleración del piso para una serie de movimientos del suelo. Esos resultados se pueden usar para calcular los costos de reparación de la estructura después del terremoto usando la metodología de ingeniería sísmica basada en el desempeño (PBEE) de FEMA P-58 ([FEMA 2012](#)) y/o simulaciones a gran escala de costos directos e indirectos usando el software HAZUS ([FEMA 1999](#)). La evaluación de la mejora del desempeño sísmico mediante el aislamiento sísmico debe incluir su impacto en las aceleraciones del piso, así como las derivas entre pisos, porque estos elementos son parámetros de demanda de ingeniería clave que afectan el daño en equipos mecánicos, eléctricos y de plomería (MEP), techos y particiones, y edificios. contenido.

La pérdida de función o la interrupción del funcionamiento del edificio no se incluyen en la Tabla C17.2-1. Para ciertas instalaciones fijas, no se esperaría la pérdida de función a menos que haya un daño estructural y no estructural significativo que provoque el cierre o el acceso restringido al edificio. En otros casos, una instalación con daño estructural limitado o nulo no sería funcional como resultado del daño a los componentes o contenidos no estructurales vitales.

Se esperaría que el aislamiento sísmico, diseñado de acuerdo con estas disposiciones, mitigue el daño estructural y no estructural y proteja la instalación contra la pérdida de función. El tiempo de reparación posterior al terremoto requerido para rehabilitar la estructura también se puede determinar a través de una evaluación PBEE P-58 de FEMA.

Los daños estructurales o no estructurales observados en edificios de base fija causados por terremotos moderados y grandes en todo el mundo generalmente se han asociado con la excitación del movimiento lateral del suelo de alta intensidad en lugar de la aceleración vertical. Los procedimientos de diseño por gravedad para estructuras típicas dan como resultado secciones y dimensiones estructurales con factores de seguridad relativamente altos para

Tabla C17.2-1 Desempeño esperado para terremotos menores, moderados y mayores

Medida de rendimiento	Nivel de movimiento del suelo sísmico		
	Menor	Moderar	Importante
Seguridad de la vida: No se esperan pérdidas de vida o lesiones graves.	yo	yo	yo
Daño estructural: No se esperan daños estructurales significativos	yo	yo	I
Daño no estructural: No se esperan daños significativos no estructurales o de contenido	yo	I	I

<sup>a</sup>F indica base fija; I indica aislado.

resistencia sísmica. Por lo tanto, las disposiciones del código actual para edificios de base fija (o aislados) solo requieren el uso de un componente de sismo vertical,  $E_v$ , obtenido de los procedimientos de análisis estático según las Secciones 12.2.4.6 y 12.2.7.1, definido como 0.2 SDSD bajo el sismo de diseño, donde  $D$  es la carga muerta tributaria en lugar de la incorporación explícita de los movimientos verticales del terreno en el proceso de análisis de diseño. Para el aislamiento sísmico, cabe señalar que el término 0,2 SDS se reemplaza por 0,2 SMS.

Sin embargo, al igual que en los edificios de base fija, la sola consideración de la excitación del movimiento horizontal del suelo puede subestimar la respuesta de aceleración de los pisos y otros componentes del edificio. Las porciones de estructuras aisladas y de base fija pueden ser especialmente sensibles a la amplificación de la respuesta estructural adversa inducida por movimientos verticales del terreno, incluidos tramos largos, discontinuidades verticales o elementos voladizos grandes. Ciertos componentes no estructurales, como los sistemas de plafones suspendidos de losetas acústicas, también son particularmente vulnerables a la combinación de los efectos del movimiento del suelo vertical y horizontal. Estos subconjuntos o componentes de construcción pueden justificar consideraciones verticales adicionales. Además, los aisladores con una carga de gravedad tributaria relativamente baja y los aisladores ubicados debajo de las columnas que forman parte del sistema resistente a la fuerza lateral pueden potencialmente tener desplazamientos netos de elevación o tracción causados por la combinación de grandes aceleraciones de movimiento vertical del suelo y vueltas globales. Este levantamiento o tensión del cojinete puede inducir fuerzas de alto impacto en la subestructura, poner en peligro la estabilidad de los cojinetes o provocar la ruptura del cojinete.

#### Estructuras con base aislada ubicadas cerca de cierto carácter de falla

Las curvas que producen grandes aceleraciones verticales (p. ej., pared colgante en fallas inversas y inversas/oblicuas) también son más vulnerables y, por lo tanto, también pueden requerir la consideración de la excitación del movimiento vertical del suelo.

La aceleración vertical del suelo puede afectar el comportamiento de los sistemas de aislamiento dependientes de la carga axial en la dirección horizontal causados por el acoplamiento potencial entre la respuesta horizontal y vertical de la estructura del edificio.

Los parámetros de respuesta del edificio que se espera que se vean afectados por la excitación vertical son los espectros de piso vertical y la demanda de carga axial en los apoyos y columnas de aislamiento, como se analiza en la Sección C17.2.4.6. También se espera que los edificios aislados con un acoplamiento horizontal-vertical significativo imparten aceleraciones horizontales adicionales al edificio en las frecuencias de los modos acoplados que coinciden con los movimientos verticales.

Si se elige investigar el efecto de la aceleración del movimiento vertical del suelo en la respuesta del edificio, se sugiere uno de los siguientes métodos de análisis:

- Análisis de espectro de respuesta usando horizontal y vertical espectro (hacia arriba y hacia abajo).
- Análisis de espectro de respuesta usando un espectro vertical, combinado con resultados de análisis de espectro de respuesta horizontal usando combinaciones ortogonales correspondientes a la regla 100%–30%–30%.
- Análisis del historial de respuesta tridimensional siguiendo las recomendaciones de la Sección C17.3.3 con inclusión explícita de registros de aceleración del movimiento vertical del suelo. • Análisis del historial de respuesta horizontal siguiendo las disposiciones de la Sección 17.3.3 considerando las dos condiciones límite de carga de gravedad inicial definidas por la Sección 17.2.7.1. Tenga en cuenta que este análisis afecta las características efectivas de los aisladores dependientes de la carga axial con los cambios resultantes en las demandas de corte y desplazamiento de la base.

El modelo estructural en estos análisis debe ser capaz de capturar los efectos de la respuesta vertical y la masa vertical.

participación, y debe incluir las recomendaciones de modelado en la Sección C17.6.2.

#### C17.2.4 Sistema de Aislamiento

**C17.2.4.1 Condiciones Ambientales.** Las condiciones ambientales que puedan afectar negativamente el rendimiento del sistema de aislamiento deben investigarse minuciosamente. Los requisitos específicos para las consideraciones ambientales de los aisladores se incluyen en la nueva Sección 17.2.8. A diferencia de los materiales convencionales cuyas propiedades no varían sustancialmente con el tiempo, los materiales utilizados en los aisladores sísmicos suelen estar sujetos a efectos de envejecimiento significativos durante la vida útil de la estructura de un edificio. Debido a que el protocolo de prueba de la Sección 17.8 no tiene en cuenta los efectos del envejecimiento, la contaminación, el raspado (degradación temporal de las propiedades mecánicas con ciclos repetidos), la temperatura, los efectos de la velocidad y el desgaste, el diseñador debe tener en cuenta estos efectos mediante un análisis explícito. El enfoque para acomodar estos efectos, introducido en las especificaciones AASHTO (AASHTO 1999), es usar factores de modificación de propiedades como se especifica en la Sección 17.2.8.4.

**C17.2.4.2 Fuerzas del viento.** El desplazamiento lateral sobre la profundidad de la región de aislamiento resultante de las cargas de viento debe limitarse a un valor similar al requerido para otros pisos de la superestructura.

**C17.2.4.3 Resistencia al fuego.** Cuando el fuego pueda afectar adversamente el desempeño lateral del sistema de aislamiento, el sistema debe protegerse para mantener la resistencia a la carga de gravedad y la estabilidad requeridas para los otros elementos de la superestructura soportados por el sistema de aislamiento.

**C17.2.4.4 Fuerza de Restauración Lateral.** El requisito de la fuerza de restauración tiene por objeto limitar los desplazamientos residuales en el sistema de aislamiento resultantes de cualquier evento sísmico para que la estructura aislada resista adecuadamente réplicas y futuros terremotos. El potencial de desplazamientos residuales se aborda en la Sección C17.2.6.

**C17.2.4.5 Restricción de desplazamiento.** Se desaconseja el uso de una restricción de desplazamiento para limitar los desplazamientos más allá del desplazamiento de diseño. Cuando se utiliza un sistema de restricción de desplazamiento, se requiere un análisis explícito del historial de respuesta no lineal de la estructura aislada para el nivel de MCER utilizando las disposiciones del Capítulo 16 para tener en cuenta los efectos de activar la restricción de desplazamiento.

**C17.2.4.6 Estabilidad de carga vertical.** Las cargas verticales utilizadas para evaluar la estabilidad de un aislador dado deben calcularse utilizando valores límite de carga muerta, carga viva y la demanda máxima de terremotos en el nivel MCER. Debido a que las cargas sísmicas son de naturaleza reversible, la carga sísmica máxima debe combinarse con los valores límites de la carga muerta y viva de una manera que produzca tanto la fuerza máxima hacia abajo como la fuerza máxima hacia arriba en cualquier aislador. La estabilidad de cada aislador debe verificarse para estos dos valores extremos de carga vertical en el desplazamiento MCER máximo del sistema de aislamiento. Además, todos los elementos del sistema de aislamiento requieren pruebas o medidas equivalentes que demuestren su estabilidad para los niveles de movimiento del suelo MCER. Esta estabilidad se puede demostrar realizando un análisis estático no lineal para un desplazamiento de respuesta MCER de todo el sistema estructural, incluido el sistema de aislamiento, y mostrando que se mantiene la estabilidad lateral y vertical.

Alternativamente, esta estabilidad se puede demostrar realizando un análisis dinámico no lineal para los movimientos MCER utilizando las mismas reducciones inelásticas que para el terremoto de diseño (DE) y

capacidades aceptables excepto que las resistencias de los miembros y las conexiones pueden tomarse como sus resistencias nominales con factores de resistencia,  $\gamma$ , tomados como 1.0.

La excitación del movimiento vertical del suelo afecta las cargas axiales límite en los cojinetes de aislamiento y las comprobaciones del diseño de estabilidad vertical. El componente E de la combinación de carga 5 de la Sección 2.3.2 debe considerar el máximo de  $E_v$  por código o la amplificación dinámica del análisis cuando se anticipa una aceleración vertical significativa según la Sección C17.2.

**C17.2.4.7 Vuelco.** La intención de este requisito es prevenir tanto el vuelco estructural global como el sobreesfuerzo de los elementos causado por un levantamiento localizado. El levantamiento del aislador es aceptable siempre que el sistema de aislamiento no se desenganche de sus detalles de conexión de resistencia horizontal. Los detalles de conexión utilizados en ciertos sistemas de aislamiento no desarrollan resistencia a la tensión, una condición que debe tenerse en cuenta en el análisis y diseño. Cuando se utilice la capacidad de tensión de un aislador para resistir las fuerzas de elevación, se deben realizar el diseño y las pruebas de acuerdo con las Secciones 17.2.4.6 y 17.8.2.5 para demostrar la idoneidad del sistema para resistir las fuerzas de tensión en el desplazamiento máximo total.

**C17.2.4.8 Inspección y Reemplazo.** Aunque la mayoría de los sistemas de aislamiento no requieren reemplazo después de un terremoto, se debe proporcionar acceso para inspección, reparación y reemplazo. En algunos casos (Sección 17.2.6), puede ser necesario volver a centrar. El sistema de aislamiento debe ser inspeccionado periódicamente, así como después de eventos sísmicos significativos, y cualquier elemento dañado debe ser reparado o reemplazado.

**C17.2.4.9 Control de calidad.** Es necesario un programa de prueba e inspección tanto para la fabricación como para la instalación de las unidades aisladoras. Debido a la rápida evolución de los avances tecnológicos del aislamiento sísmico, la referencia a estándares específicos para pruebas e inspección es difícil para algunos sistemas, mientras que la referencia para algunos sistemas es posible (p. ej., los cojinetes elastoméricos deben seguir los requisitos de la norma ASTM D4014 (ASTM 2012)). Se encuentran estándares similares . aún no se ha desarrollado para otros sistemas de aislamiento. Por lo tanto, se deben desarrollar procedimientos de inspección especiales y pruebas de carga para verificar la calidad de fabricación para cada proyecto. Los requisitos pueden variar según el tipo de sistema de aislamiento utilizado. Los requisitos específicos para las pruebas de control de calidad ahora se proporcionan en Sección 17.8.5.

#### C17.2.5 Sistema Estructural

**C17.2.5.2 Separaciones mínimas de edificios.** Se requiere una separación mínima entre la estructura aislada y otras estructuras u obstrucciones rígidas para permitir la traslación horizontal sin restricciones de la superestructura en todas las direcciones durante un evento sísmico. La dimensión de separación debe determinarse con base en el desplazamiento de diseño total del sistema de aislamiento, el desplazamiento lateral máximo de la superestructura sobre el aislamiento y la deformación lateral de las estructuras adyacentes.

**C17.2.5.4 Pórticos ordinarios de acero arriostrados concéntricamente.** La Sección 17.5.4.2 de esta norma implica que solo los sistemas de resistencia a fuerzas sísmicas permitidos para aplicaciones de construcción de base fija pueden usarse en aplicaciones de aislamiento sísmico. La Tabla 12.2-1 limita la altura de los pórticos ordinarios de acero arriostrados concéntricamente (OCBF, por sus siglas en inglés) en edificios de varios pisos de base fija asignados a las Categorías de diseño sísmico D y E a 35 pies (10,7 m) y no los permite en edificios asignados a la Categoría de diseño sísmico F. Sección 17.2.5.4 permisos

para ser utilizados para aplicaciones de aislamiento sísmico a alturas de 160 pies (48,8 m) en edificios asignados a las categorías de diseño sísmico D, E y F, siempre que se cumplan ciertos requisitos adicionales. Los requisitos de diseño adicionales que deben cumplirse incluyen que el edificio debe permanecer elástico en el nivel sísmico de diseño (es decir,  $RI = 1,0$ ), que el desplazamiento del espacio libre del foso, DTM, se incremente en un 20 % y que el marco arriostrado se diseñe para satisfacer la Sección F1.7 de AISC 341. Cabe señalar que los OCBF actualmente permitidos en edificios con aislamiento sísmico asignados a las Categorías de diseño sísmico D y E también deben cumplir con la Sección F1.7 de AISC 341.

El aislamiento sísmico tiene la ventaja de absorber la mayor parte del desplazamiento de los movimientos sísmicos del suelo, lo que permite que el sistema de resistencia a la fuerza sísmica permanezca esencialmente elástico. Las restricciones del Capítulo 17 sobre el sistema resistente a fuerzas sísmicas limitan el factor de reducción inelástica a un valor de 2 o menos para garantizar comportamiento esencialmente elástico. Un OCBF de acero proporciona la ventaja de proporcionar una superestructura rígida con demandas de deriva reducidas en componentes no estructurales sensibles a la deriva, al mismo tiempo que proporciona ahorros de costos significativos en comparación con los sistemas especiales. Los OCBF de acero se han utilizado en los Estados Unidos para numerosos (quizás la mayoría) de los nuevos edificios de instalaciones esenciales aislados sísmicamente desde que se introdujo por primera vez el aislamiento sísmico en la década de 1980. Algunos de estos edificios han tenido alturas de hasta 130 pies (39,6 m). El límite de altura de 48,8 m (160 pies) se permitió para el aislamiento sísmico con OCBF en zonas sísmicas altas cuando el aislamiento sísmico se introdujo por primera vez en el código de construcción como un apéndice del UBC en 1991. OCBF en las disposiciones recomendadas del NEHRP de 2000, no se reconoció el efecto que la restricción podría tener en el diseño de edificios aislados sísmicamente.

El cambio de la Sección 17.2.5.4 rectifica ese descuido. Es el juicio de este comité que los límites de altura deben aumentarse al nivel de 160 pies (48,8 m), siempre que se cumplan las condiciones adicionales.

El Comité Sísmico de AISC (Comité de Trabajo-9) estudió el concepto de OCBF de acero en aplicaciones de construcción a alturas de 160 pies (48,8 m) en áreas de alta actividad sísmica. Decidieron que se requieren requisitos de detalle adicionales, que se encuentran en la Sección F1.7 de AISC 341.

Ha habido cierta preocupación de que los marcos de acero ordinarios con arriostramientos concéntricos puedan tener un riesgo de colapso inaceptable si los movimientos del suelo mayores que MCER hacen que el sistema de aislamiento impacte contra la pared del foso circundante. Si bien no se ha realizado un estudio completo de FEMA P-695 (FEMA 2009) de los sistemas de armazón con arriostramiento concéntrico de acero ordinario, un estudio conservador reciente de una estructura que utiliza OCBF con  $RI = 1$  en sistemas de aislamiento realizado por Armin Masroor en SUNY Buffalo (Masroor y Mosqueda 2015) indica que se logra un riesgo aceptable de colapso (10 % de riesgo de colapso dados los movimientos del terreno MCE) si se proporciona un desplazamiento del aislador entre un 15 % y un 20 % mayor. El estudio no incluye la capacidad de respaldo de las conexiones por gravedad ni la influencia de los sistemas de piso de cubierta metálica llenos de concreto en la capacidad de colapso. Aunque no existe un requisito para considerar los movimientos del suelo más allá del movimiento sísmico máximo considerado como objetivo de riesgo en el diseño, fue el juicio de este comité proporcionar un conservadurismo adicional al exigir un 20% de espacio libre en el foso. Es posible que estudios adicionales del P-695 demuestren que el factor adicional de 1,2 de capacidad de desplazamiento puede no ser necesario.

**C17.2.5.5 Conexiones del sistema de aislamiento.** Esta sección aborda las conexiones de los elementos estructurales que unen los aisladores entre sí. Los aisladores, elementos de unión y conexiones componen el sistema de aislamiento. la unión

los elementos suelen estar ubicados inmediatamente encima de los aisladores; sin embargo, hay muchas maneras de proporcionar este marco y esta sección no pretende excluir otros tipos de sistemas. Es importante señalar que los elementos y las conexiones del sistema de aislamiento están diseñados para fuerzas de nivel  $V_b$ , mientras que los elementos inmediatamente superiores al sistema de aislamiento están diseñados para fuerzas de nivel  $V_s$ .

Aunque no se requieren detalles de ductilidad para las conexiones en el sistema de aislamiento, estos elementos están diseñados para permanecer elásticos con fuerzas de nivel  $V_b$  usando  $R=1.0$ , en algunos casos puede ser prudente incorporar detalles de ductilidad en estas conexiones (cuando sea posible). ) para proteger contra cargas imprevistas.

Esta incorporación se ha logrado en el pasado proporcionando detalles de conexión similares a los utilizados para un sistema resistente a fuerzas sísmicas de la Tabla 12.2-1, con resistencias de momento y cortante de conexión más allá de los requisitos mínimos del código. Las formas de lograr esto incluyen factorizar las fuerzas de diseño para estas conexiones, o proporcionar conexiones con resistencias de momento y cortante capaces de desarrollar la resistencia de momento plástico esperada de la viga, similar a los requisitos de AISC 341 o ACI 318 para marcos de momento ordinarios (OMF). .

**C17.2.6 Elementos de Estructuras y Componentes No Estructurales.** Para adaptarse al movimiento diferencial horizontal y vertical entre el edificio aislado y el suelo, se requieren conexiones de servicios flexibles. Además, los elementos rígidos que cruzan la interfaz de aislamiento (como escaleras, huecos de ascensores y paredes) deben detallarse para acomodar el desplazamiento máximo total sin comprometer las disposiciones de seguridad de la vida.

La efectividad y el desempeño de diferentes dispositivos de aislamiento en estructuras de edificios bajo una amplia gama de excitaciones del movimiento del suelo se han evaluado a través de numerosos estudios analíticos y experimentales (Kelly et al. 1980, Kelly y Hodder 1981, Kelly y Chaloub 1990; Zayas et al. 1987; Constantinou et al. 1999; Warn y Whittaker 2006; Buckle et al. 2002; Kelly y Konstantinidis 2011). Los programas experimentales incluidos en estos estudios han consistido típicamente en especímenes de prueba a escala reducida, construidos con una precisión relativamente alta en condiciones de laboratorio. Estos estudios se centraron inicialmente en los dispositivos de cojinetes elastoméricos, aunque en los últimos años la atención se ha desplazado hacia los cojinetes de péndulo de fricción de uno o varios cóncavos. Este último sistema ofrece la opción de períodos aislados más prolongados.

Recientes pruebas de mesa vibratoria a gran escala (Ryan et al. 2012) y estudios analíticos (Katsaras 2008) han demostrado que los sistemas de aislamiento incluidos en estos estudios con una combinación de períodos más largos, niveles de rendimiento/ fricción relativamente altos y pequeños desplazamientos de rendimiento darán como resultado en los desplazamientos residuales posteriores al terremoto. En estos estudios, se midieron y calcularon desplazamientos residuales que van de 2 a 6 pulgadas (50 a 150 mm) para estructuras de construcción aisladas con un período de 4 segundos o más y un nivel de rendimiento en el rango de 8 a 15% de la estructura. peso. Este desplazamiento permanente puede afectar la capacidad de servicio de la estructura y posiblemente poner en peligro la funcionalidad de los elementos que cruzan el plano de aislamiento (como elementos de protección contra incendios e impermeabilización, detalles de salida/entrada, elevadores y juntas de sistemas de tuberías primarias). Dado que puede que no sea posible volver a centrar algunos sistemas de aislamiento, las estructuras aisladas con tales características deben detallarse para acomodar estas compensaciones permanentes.

El informe Katsaras (2008) proporciona recomendaciones para estimar el desplazamiento residual permanente en cualquier sistema de aislamiento basado en un extenso estudio analítico y paramétrico. Los desplazamientos residuales medidos en pruebas a gran escala (Ryan et al. 2012) se predicen razonablemente mediante este procedimiento, que

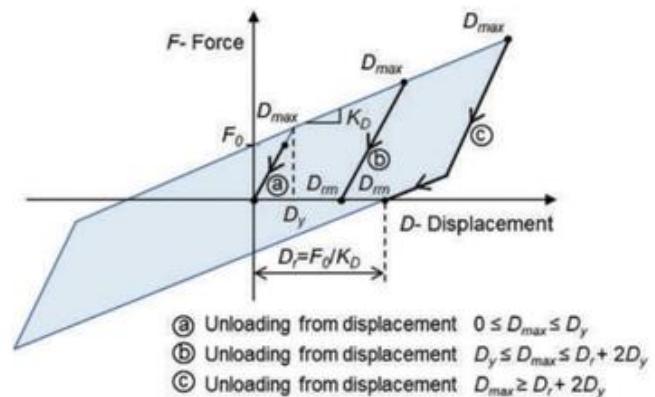


FIGURA C17.2-1 Definiciones de Drm de desplazamiento residual estático para un sistema histerético bilineal

utiliza un sistema de aislamiento bilineal idealizado, que se muestra en la figura C17.2-1. Las tres variables que afectan el desplazamiento residual son el período aislado (basado en la rigidez del segundo talud KD), el nivel de fluencia/fricción ( $F_0$ ) y el desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ).

El procedimiento para estimar el desplazamiento residual permanente,  $Dr_d$  (ver Ec. C17.2-1) es una función del desplazamiento de fluencia del sistema  $D_y$ , el desplazamiento residual estático,  $Dr = F_0 \cdot K_D$ , y  $Drm$ , que es una función de  $D_m$ , el desplazamiento sísmico máximo que se muestra en la Tabla C17.2-2. Para la mayoría de las aplicaciones,  $Drm$  suele ser igual a  $Dr$ .

$$dr_d = \frac{0.87 Drm}{Dr} \quad (C17.2-1)$$

**Dr**      **Drm 1 p 4.3**      **1 p 31.7 Dr**      **Dy**

Por lo tanto, existe un proceso simple de dos pasos para estimar el desplazamiento residual permanente,  $Dr_d$ :

- Calcule el desplazamiento residual estático,  $Dr$ , con base en el período aislado (usando la rigidez del segundo talud,  $K_D$ ) y los niveles de fluencia/fricción. La Tabla C17.2-3 proporciona valores de  $Dr$  para un rango de períodos de 2,5 a 20 segundos y un rango de niveles de rendimiento/fricción de 0,03 W a 0,15 W. •
- Usando el valor de  $Dr$  calculado para el sistema de aislamiento y el desplazamiento de rendimiento,  $D_y$ , del sistema, el desplazamiento residual permanente,  $Dr_d$ , se puede calcular a partir de la ecuación. (C17.2-1), y las Tablas C17.2-4 y C17.2-5 proporcionan los desplazamientos residuales para desplazamientos sísmicos ( $D_m$ ) de 10 pulg. y 20 pulg. (250 mm a 500 mm), respectivamente.

Las celdas en negrita en las Tablas C17.2-4 y C17.2-5 corresponden a desplazamientos residuales permanentes que superan las 2,0 pulgadas (50 mm). Tenga en cuenta que para desplazamientos de rendimiento de aproximadamente 50 mm (2,0 pulg.), no se producirán desplazamientos residuales en la mayoría de los sistemas de aislamiento.

Tabla C17.2-2 Valores de Desplazamiento Residual Estático, Drm

Rango de Desplazamiento Máximo, $D_{max}$	Desplazamiento residual estático, $Drm$
$0 \leq D_{max} \leq D_y$	0
$D_y < D_{max} < Dr \pm 2D_y$	$Dr \cdot Drm \leq D_y \leq Dr + 2Drm$
$Dr \pm 2D_y \leq D_{max}$	$Dr$

Tabla C17.2-3 Valores de desplazamiento residual estático, Dr (pulg.), para Varios períodos aislados, T (s) y niveles de rendimiento/fricción, F0

T(s)	F0				
	0.03	0.06	0.09	0.12	0.15
2,5	1,8	3,6	5,3	7,1	8,9
2,8	2,4	4,7	7,1	9,5	11,9
3,5	3,6	7,1	10,7	14,2	17,8
4,0	4,7	9,5	14,2	19,0	23,7
5,0	7,2	14,5	21,7	28,9	36,1
5,6	9,2	18,5	27,7	37,0	46,2
6,0	10,7	21,3	32,0	42,7	53,3
7,0	14,2	28,4	42,7	56,9	71,1
8,0	18,7	37,4	56,2	74,9	93,6
9,0	23,7	47,4	71,1	94,8	118,5
20,1	118,5	237,0	355,5	474,0	592,5

Nota: 1 pulg. = 25 mm.

Tabla C17.2-4 Desplazamiento residual permanente, Drd , para un Desplazamiento máximo del terremoto, Dm, de 10 pulg. (250 mm)

Dr. (en.)	Dy (pulgadas)							
	0.005	0.01	0.02	0.20	0.39	0.59	0.98	1.97
4,0	0,63 0,60 0,56			0,25	0,16	0,11	0,07 0,04	
7,9	1,28	1,25	1,21	0,73	0,50	0,39 0,26 0,14		
11,9	1,86	1,84	1,79	1,22	0,90	0,71 0,50 0,27		
15,8	2,32 2,30 2,25			1,67	1,29	1,04	0,75	0,43
19,8	2,72 2,70 2,66			2,07	1,65	1,37	1,01 0,59	
23,7	3,08 3,06 3,02 2,43				1,99	1,68	1,27 0,76	
27,7	3,39 3,37 3,34 2,75	3,68 3,66 3,62			2,30	1,97	1,51 0,92	
31,6	3,05				2,59	2,24	1,75 1,09	
35,6	3,93 3,91 3,87 3,32				2,85	2,49 1,97 1,25		
39,5	4,16 4,14 4,11			3,56	3,09	2,73 2,19 1,41		

Nota: 1 pulg. = 25 mm.

Los valores en negrita designan valores Drd de 2 pulgadas o más.

Tabla C17.2-5 Desplazamientos residuales permanentes, Drd , para un Desplazamiento máximo del terremoto, Dm, de 20 pulg. (500 mm)

Dr. (en.)	Dy (pulgadas)							
	0.005	0.01	0.02	0.20	0.39	0.59	0.98	1.97
4,0	0,63 0,60 0,56 0,25 1,28 1,25 1,21			0,16	0,11 0,07 0,04			
7,9	0,73 1,93 <b>2,90 1,86 1,23 2,75 2,50</b>			0,50	0,39 0,26 0,15			
11,9	4,15 3,45 <b>5,66 6,02 4,62 3,97 5,45</b>			0,95	0,76 0,54 0,31			
15,8	4,72			1,45	1,19 0,87 0,52			
19,8				1,98	1,65 1,24 0,75			
23,7				2,45	2,08 1,59 0,99			
27,7				2,90	2,50 1,95 1,24			
31,6				3,33	2,90 2,30 1,50			
35,6				3,74	3,30 2,65 1,76			
39,5				4,13	3,67 2,99 2,02			

Nota: 1 pulg. = 25 mm.

Los valores en negrita designan valores Drd de 2 pulgadas o más.

C17.2.8 Propiedades del sistema de aislamiento. Esta sección define y combina fuentes de variabilidad en el sistema de aislamiento mecánico propiedades medidas por pruebas de prototipo, permitidas por

tolerancias de las especificaciones de fabricación, y que se producen a lo largo del vida útil de la estructura debido al envejecimiento y al medio ambiente efectos Valores límite superior e inferior del sistema de aislamiento comportamiento de los componentes (p. ej., para usar en el análisis del historial de respuestas) procedimientos) y valores máximos y mínimos de aislamiento rigidez y amortiguamiento efectivos del sistema basados en estos límites propiedades (por ejemplo, para su uso en procedimientos de fuerza lateral equivalente) son establecido en esta sección. Valores de modificación de propiedad Los factores varían según el producto y no se pueden especificar de forma genérica en las provisiones. Valores típicos "predeterminados" para los más comunes Los sistemas utilizados se proporcionan a continuación. El diseñador y revisor por pares son responsables de determinar los valores apropiados de estos factores sobre una base específica del proyecto y del producto.

Esta sección también refina el concepto de delimitación (superior límite y límite inferior) valores del componente del sistema de aislamiento comportamiento por

1. Incluyendo explícitamente la variabilidad causada por la fabricación tolerancias, envejecimiento y efectos ambientales. ASCE/SEI 7-10 solo abordaron la variabilidad asociada con el prototipo prueba y
2. Simplificación del diseño al basar las medidas delimitadoras del comportamiento dependiente de la amplitud solo en el terreno MCER movimientos ASCE/SEI 7-10 usó ambos terremotos de diseño (DE) y MCER movimientos de tierra.

La nueva sección también afina el concepto de máxima y rigidez mínima efectiva y amortiguamiento del sistema de aislamiento mediante el uso de fórmulas revisadas que

1. Definir las propiedades efectivas del sistema de aislamiento en valores límite del comportamiento de los componentes (es decir, los mismos dos refinamientos, descritos anteriormente) y
2. Eliminar el conservadurismo intencional de ASCE/SEI 7-10 que define el amortiguamiento efectivo mínimo en términos de rigidez efectiva máxima.

C17.2.8.2 Propiedades nominales de la unidad aisladora. Aislador los fabricantes suelen proporcionar propiedades de diseño nominales que son razonablemente precisos y pueden confirmarse mediante pruebas de prototipos en las fases de diseño y construcción. Estas propiedades nominales debe basarse en pruebas de prototipos anteriores como se define en Sección 17.8.2; véase la figura C17.2-2.

C17.2.8.3 Propiedades delimitantes del sistema de aislamiento Componentes. La metodología para establecer niveles inferiores y valores límite superiores para las propiedades mecánicas básicas del aislador basado en factores de modificación de propiedades se presentó por primera vez en Constantinou et al. (1999). Desde entonces ha sido revisado en Constantinou et al. (2007) basado en los últimos conocimientos de

FIGURA C17.2-2 Ejemplo de las propiedades nominales de un bilineal Sistema de desviación de fuerza

Comportamiento de por vida de los aisladores. La metodología presentada utiliza factores de modificación de propiedades para ajustar las propiedades nominales del aislador en función de las consideraciones de la variabilidad natural de las propiedades, los efectos del calentamiento durante el movimiento cíclico y los efectos del envejecimiento, la contaminación, la temperatura ambiente y la duración de la exposición a esa temperatura y el historial de carga. . Las propiedades mecánicas nominales deben basarse en pruebas de prototipo (o representativas) en aisladores no probados previamente, a temperatura normal y bajo carga dinámica.

La metodología también modifica los factores de modificación de propiedades para tener en cuenta la situación improbable de que ocurrían varios eventos de baja probabilidad de ocurrencia al mismo tiempo (es decir, terremoto máximo, envejecimiento y baja temperatura) mediante el uso de factores de ajuste de propiedades que dependen de la significación de la estructura analizada (los valores van desde 0,66 para una estructura típica hasta 1,0 para una estructura crítica). Esta norma supone que el factor de ajuste de la propiedad es 0,75. Sin embargo, el profesional de diseño registrado puede optar por utilizar el valor de 1,0 en función de la importancia de la estructura (p. ej., instalaciones de atención médica o centros de operaciones de emergencia) o en función del número de eventos extremos considerados en el establecimiento del factor de modificación de la propiedad. . Por ejemplo, si solo se considera el envejecimiento, entonces es apropiado un factor de ajuste de propiedad de la unidad.

Se pueden encontrar ejemplos de aplicación en el análisis y diseño de puentes en Constantinou et al. (2011). Estos ejemplos pueden servir como guía en la aplicación de la metodología de esta norma. Constantinou et al. (2011) también presenta procedimientos para estimar las propiedades nominales de los aisladores de péndulo de fricción y de plomo-caucho, nuevamente basados en el supuesto de que los datos de prueba del prototipo no están disponibles. Los datos utilizados en la estimación del rango de propiedades se basaron en los datos de prueba disponibles, todos los cuales fueron seleccionados para aumentar los efectos de calentamiento. Dichos datos serían apropiados para casos de movimiento de alta velocidad y gran tamaño de núcleo de plomo o valores de fricción altos.

Los valores recomendados para la tolerancia de especificación sobre las propiedades promedio de todos los aisladores de un aislador de un tamaño determinado se encuentran típicamente en el rango del 10 % al 15 %. Para una tolerancia de especificación del 10 %, los factores lambda correspondientes a la propiedad promedio de todos los aisladores de un tamaño dado, como se presenta en la Sección 17.2.8.4. Se recomienda consultar al fabricante del aislador al establecer estos valores de tolerancia.

La Sección 17.2.8.4 requiere que el sistema de aislamiento se diseñe teniendo en cuenta las condiciones ambientales, incluidos los efectos del envejecimiento, la fluencia, la fatiga y las temperaturas de funcionamiento. Los factores ambientales y de envejecimiento individuales se multiplican juntos y luego la parte del factor lambda que difiere de la unidad se reduce en 0,75 en base a la suposición de que no todos los valores máximos ocurrirán simultáneamente. Como parte del proceso de diseño, es importante reconocer que habrá variaciones adicionales en las propiedades nominales debido a la fabricación. La siguiente sección especifica los factores de modificación de propiedades correspondientes al proceso de fabricación o los valores predeterminados si no se dispone de datos específicos del fabricante.

Estos factores se combinan con los factores de modificación de propiedades (Sección 17.2.8.4) para determinar las propiedades máximas y mínimas de los aisladores (Sección 17.2.8.5) para su uso en el proceso de diseño y análisis.

Los valores de la prueba lambda  $\bar{y}_{test}$ , max y  $\bar{y}_{test}$ , min se determinan a partir de pruebas de prototipos y deben limitar la variabilidad y la degradación de las propiedades causadas por la velocidad de movimiento, los efectos de calentamiento y el raspado del punto 2 de la sección 17.8.2.2. El profesional de diseño registrado (RDP) deberá especificar si este

la prueba se realiza casi estáticamente, como en el punto 2(a), o dinámicamente, como en el punto 2(b). Cuando la prueba se realiza casi estáticamente, los efectos dinámicos deben tenerse en cuenta en el análisis y diseño mediante el ajuste adecuado de los valores de la prueba lambda.

El elemento 3 de los requisitos de prueba de la Sección 17.8.2.2 es importante para la determinación de la propiedad, ya que es común al elemento 2. Usando esta prueba, los valores de la prueba lambda  $\bar{y}_{test}$ , max  $\bar{y}_{test}$ , min pueden determinarse mediante tres ciclos completamente invertidos de dinámica . (en el período efectivo TM) cargando en el desplazamiento máximo 1.0DM en especímenes a escala completa. Este régimen de prueba incorpora los efectos del movimiento de alta velocidad. Los valores límite superior e inferior de Kd también deberán envolver las pruebas de 0,67 DM y 1,0 DM del Punto 2 de la Sección 17.8.2.2. Por lo tanto, los valores de la prueba lambda limitan los efectos del calentamiento y el raspado. Como se define en la Sección 17.2.8.2, la propiedad nominal de interés se define como el promedio entre los tres ciclos de carga.  $\bar{y}_{test}$ , max se determinará ~~entre la propiedad del primer ciclo y el valor nominal de la propiedad.  $\bar{y}_{test}$ , min se determinará como la relación entre la propiedad del primer ciclo y el valor nominal de la propiedad. El número de ciclos deberá ser representativo del rendimiento aceptado del sistema de aislamiento para las condiciones locales de riesgo sísmico, siendo el tercer ciclo el ciclo predeterminado.~~ McVitty y Constantinou (2015) brindan una crítica y orientación.

C17.2.8.4 Factores de modificación de propiedad. Los factores lambda se utilizan para establecer modelos matemáticos máximos y mínimos para el análisis, la forma más simple de los cuales es el procedimiento estático lineal utilizado para evaluar los desplazamientos del sistema y el cortante base de diseño mínimos requeridos. Los modelos matemáticos más complejos explican explícitamente varios efectos de variación de propiedades (por ejemplo, velocidad, carga axial, desplazamiento bilateral y temperatura instantánea). En este caso, el efecto acumulativo de los factores lambda se reduce (el factor lambda combinado está más cerca de 1,0). Sin embargo, es probable que algunos efectos, como la tolerancia a la especificación y el envejecimiento, permanezcan siempre, ya que no pueden tenerse en cuenta en los modelos matemáticos. Los factores lambda predeterminados se proporcionan en la Tabla C17.2-6 como aisladores de fabricantes desconocidos que no tienen datos de prueba de calificación. Los factores lambda predeterminados se proporcionan en la Tabla C17.2-7 para los tipos más comunes de aisladores fabricados por fabricantes de calidad. Tenga en cuenta que esta tabla no tiene valores de factores de modificación de propiedades para la rigidez real (Kd) de los aisladores deslizantes. Se supone que los aisladores deslizantes, ya sean planos o esféricos, se fabrican con una precisión lo suficientemente alta como para que se conozcan sus características reales de rigidez. El RDP puede asignar valores de factores de modificación de propiedad diferentes a la unidad para la rigidez real de los cojinetes deslizantes sobre la base de los datos obtenidos en las pruebas del prototipo o sobre la base de la falta de experiencia con fabricantes desconocidos. También tenga en cuenta que esta tabla proporciona valores de factores de modificación de propiedades para dar cuenta aproximadamente de las incertidumbres en los materiales y métodos de fabricación utilizados. Estos valores suponen la falta de datos de prueba o datos de prueba incompletos y fabricantes desconocidos. Por ejemplo, los valores de la Tabla C17.2-6 para cojinetes deslizantes presuponen materiales desconocidos para las interfaces deslizantes, por lo que existe una incertidumbre considerable en los valores del coeficiente de fricción. Además, los datos suponen que los elastómeros utilizados en los cojinetes elastoméricos tienen un raspado y un envejecimiento significativos. Además, para los cojinetes de plomo-caucho, los datos de la tabla suponen que existe una incertidumbre considerable en el valor inicial (antes de cualquier efecto de calentamiento histerético) del límite elástico efectivo del plomo.

En consecuencia, existe un rango considerable en los valores superior e inferior de los factores de modificación de propiedades. Sin embargo, estos valores deben usarse con precaución ya que los fabricantes de baja calidad

Tabla C17.2-6 Multiplicadores de límite superior e inferior predeterminados para fabricantes desconocidos

Nota:  $\hat{\gamma}PM$  es el valor lambda para pruebas y efectos ambientales

Tabla C17.2-7 Multiplicadores de límite superior e inferior predeterminados para fabricantes de calidad

Nota:  $\hat{\gamma}PM$  es el valor lambda para pruebas y efectos ambientales.

podría usar materiales y procesos de vulcanización y fabricación que resulten en variaciones de propiedades aún mayores. el preferido enfoque para establecer los factores de modificación de la propiedad es a través de rigurosas pruebas de calificación de materiales y fabricación métodos de un fabricante de calidad y pruebas dinámicas de prototipos de especímenes de tamaño completo, y mediante pruebas de control de calidad en cargas y desplazamientos específicos del proyecto. Estos datos de prueba en tamaños similares Los aisladores tienen prioridad sobre los valores predeterminados.

Para aisladores elastoméricos, los factores lambda y las pruebas de prototipo pueden necesidad de abordar la interacción axial-cortante, la deformación bilateral, la carga historia incluyendo los efectos del primer ciclo y los efectos del rascado de

aisladores elastoméricos vírgenes, temperatura ambiente, otras cargas ambientales y efectos del envejecimiento durante la vida útil de diseño del aislador.

Para aisladores deslizantes, los factores lambda y las pruebas de prototipo pueden necesitar abordar la presión de contacto, la tasa de carga o deslizamiento velocidad, deformación bilateral, temperatura ambiente, contaminación, otras cargas ambientales y efectos del envejecimiento sobre el diseño vida del aislador.

Los efectos de la tasa de carga o de la velocidad se explican mejor por pruebas dinámicas de prototipos de aisladores a gran escala. Los factores de modificación de la propiedad para tener en cuenta estos efectos pueden utilizarse en lugar de pruebas dinámicas.

En general, los efectos de la temperatura ambiente pueden ignorarse para la mayoría de los sistemas de aislamiento si se encuentran en un espacio acondicionado donde la temperatura esperada varía entre 30 °F y 100 °F.

Los siguientes comentarios se proporcionan en el enfoque a seguir para la determinación de los valores límites de las propiedades mecánicas de los aisladores:

1. Los efectos de calentamiento (histérico o friccional) pueden explicarse sobre la base de una teoría racional (p. ej., [Kalpakidis y Constantinou 2008, 2009; Kalpakidis et al. 2010](#)) de modo que solo los efectos de la incertidumbre en los valores nominales de las propiedades , el envejecimiento, el rayado y la contaminación deben ser considerados. Esto es cierto para los cojinetes de caucho de plomo donde se utiliza plomo de alta pureza y de propiedades termomecánicas conocidas. Para los cojinetes deslizantes, la composición de la interfaz deslizante afecta la relación entre la fricción y la temperatura y, por lo tanto, no se puede predecir solo con la teoría. Además, el calentamiento generado durante el movimiento a alta velocidad puede afectar la fuerza de unión de los revestimientos. Dado que existen numerosas interfaces deslizantes (y que normalmente son patentadas), que los efectos de calentamiento en los cojinetes deslizantes dependen directamente de la presión y la velocidad, y que el tamaño es importante en los efectos de calentamiento ([Constantinou et al. 2007](#)), El prototipo dinámico a escala y las pruebas de producción son muy importantes para los cojinetes deslizantes.
2. Los efectos de calentamiento son importantes para los cojinetes deslizantes y el núcleo de plomo en los cojinetes de plomo y caucho. No son importantes y no es necesario considerarlos para cojinetes elastoméricos de amortiguamiento alto o bajo. La razón de esto se describe en [Constantinou et al. \(2007\)](#), donde se ha demostrado, con base en la teoría y la evidencia experimental, que el aumento de temperatura de los cojinetes elastoméricos durante el movimiento cíclico (alrededor de un grado centígrado por ciclo) es demasiado pequeño para afectar significativamente sus propiedades mecánicas. Las pruebas de producción y prototipos de especímenes de tamaño completo con las cargas y los desplazamientos esperados deberían ser suficientes para detectar la mala calidad del material y la mala adherencia del material en cojinetes elastoméricos lisos, incluso si se realizan casi estáticamente.
3. El raspado y la recuperación de las propiedades del caucho virgen (consulte [Constantinou et al. 2007](#) para obtener detalles) dependen del compuesto de caucho, el tamaño del aislador, el proceso de vulcanización y la experiencia del fabricante. Además, se ha observado que los efectos de raspado son más pronunciados para el caucho de bajo módulo de cizallamiento y que la capacidad amortiguadora del caucho tiene un efecto pequeño. También se ha observado que algunos fabricantes son capaces de producir caucho de bajo módulo sin efectos significativos de raspado, mientras que otros no pueden. Por lo tanto, se recomienda que el fabricante presente datos sobre el comportamiento del caucho en condiciones vírgenes (no ensayadas previamente e inmediatamente después de la vulcanización) para poder determinar los factores de modificación de la propiedad de rascado.
4. El envejecimiento de los cojinetes elastoméricos tiene, en general, efectos pequeños (normalmente, aumenta la rigidez y la resistencia del orden de

10% a 30% durante la vida útil de la estructura), siempre que el rayado sea también menor. Se cree que el raspado es principalmente el resultado de una vulcanización incompleta, que por lo tanto está asociada con el envejecimiento a medida que los procesos químicos en el caucho continúan con el tiempo. Los fabricantes sin experiencia pueden producir elastómeros de bajo módulo de cizallamiento mediante una vulcanización incompleta, lo que debería provocar un envejecimiento significativo.

5. El envejecimiento de los cojinetes deslizantes depende de la composición de la interfaz deslizante. Existen preocupaciones importantes con las interfaces bimetálicas ([Constantinou et al. 2007](#)), incluso en ausencia de corrosión, por lo que deberían ser penalizadas por grandes factores de modificación de propiedades de envejecimiento o simplemente no usarse. Además, las interfaces lubricadas justifican factores de modificación de propiedades de envejecimiento y contaminación más altos. El diseñador puede referirse a [Constantinou et al. \(2007\)](#) para valores detallados del factor dependiendo de las condiciones de operación y el ambiente de exposición. Tenga en cuenta que la lubricación debe ser una lubricación líquida que normalmente se aplica directamente en la interfaz o dentro de los hoyuelos. La lubricación sólida en forma de grafito o materiales similares que se integran en el tejido de los revestimientos y se utilizan en contacto con el acero inoxidable para la interfaz deslizante no presenta los problemas que experimenta la lubricación líquida.

C17.2.8.5 Comportamiento de fuerza-deflexión de límite superior e inferior de los componentes del sistema de aislamiento. Se debe desarrollar una representación de los límites superior e inferior de cada tipo de componente del sistema de aislamiento usando los factores lambda desarrollados en la Sección 17.2.8.4. En la figura C17.2-2 se muestra un ejemplo de un bucle de deflexión de fuerza bilineal . En C17.2-3, los factores lambda de límite superior e inferior se aplican a las propiedades nominales del nivel de fluencia/fricción y la pendiente segunda o bilineal de la curva de desplazamiento de fuerza lateral para determinar la

Representación de los límites superior e inferior de un componente del sistema de aislamiento. Es importante tener en cuenta la nomenclatura que se muestra en la figura C17.2-3 . La rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo se calculan para las propiedades de límite superior e inferior en el DM correspondiente. La rigidez efectiva máxima y mínima y el amortiguamiento efectivo se desarrollan a partir de estas relaciones de desplazamiento de fuerza lateral de límite superior e inferior en la Sección 17.2.8.6.

### C17.3 CRITERIOS DE MOVIMIENTO SÍSMICO DEL TERRENO

C17.3.1 Peligro sísmico específico del sitio. Esta nueva sección consolida los requisitos de riesgo específicos del sitio existentes de otras secciones.

C17.3.3 Registros de movimiento de tierra de MCER . El espectro MCER se construye a partir de los parámetros SMS, SM1 de la Sección 11.4.5, 11.4.6 o 11.4.7.

Cuando la excitación vertical se incluye en el análisis del historial de respuesta del edificio aislado o en el análisis del espectro de respuesta, se recomienda que los espectros de diseño vertical se calculen mediante uno de los siguientes métodos:

1. Disposiciones NEHRP de 2009 (FEMA 2009) en el nuevo Capítulo 23, equivalente al Anexo A del Capítulo 15, donde el término SDS se reemplaza por SMS. El espectro vertical se calcula en función de las condiciones de falla cercana o lejana a través del parámetro Ss (aceleración espectral horizontal de período corto para el sitio), así como las condiciones del suelo (clasificación del sitio).
2. Análisis de riesgo sísmico específico del sitio utilizando ecuaciones de predicción de movimiento del suelo para sacudidas verticales.
3. Multiplicar las ordenadas del espectro objetivo correspondiente a la sacudida horizontal por relaciones verticales a horizontales basadas empíricamente que pueden depender del período vertical, la clase de sitio y la proximidad a la falla.
4. Otros enfoques discutidos en NIST GCR 11-917-15 (NIST 2011) que consisten en un espectro condicional vertical o espectro medio condicional, escalado envolvente y coincidencia espectral media, u otros.

Cuando se utilicen procedimientos de análisis del historial de respuestas, los movimientos del terreno MCER deben consistir en no menos de siete pares de componentes de aceleración horizontal apropiados.

Cuando la excitación vertical se incluye en el análisis del historial de respuesta del edificio aislado, la escala del componente de movimiento vertical del suelo puede seguir uno de los siguientes procedimientos recomendados:

- Los movimientos verticales se ajustan espectralmente al espectro vertical de diseño utilizando un rango de período vertical de 0,2 Tv a 1,5 Tv, donde Tv es el período de vibración vertical principal del edificio. Se puede considerar un rango de período más amplio debido a la incertidumbre en la estimación del período vertical primario del edificio. • El componente vertical debe ser escalado por el mismo factor que el(s) componente(s) horizontal(es) del movimiento del suelo. Si el componente vertical se incluye en la respuesta de la estructura, se debe evaluar la razonabilidad de los espectros de respuesta de los componentes verticales de los registros comparando sus espectros con un espectro vertical de diseño (NIST 2011).

Si se desea lograr un ajuste espectral al espectro de componentes verticales, los componentes verticales de los registros seleccionados se pueden escalar por factores diferentes a los utilizados para los componentes horizontales. Escalado de amplitud de componentes verticales a un objetivo

El espectro vertical se puede usar usando un ajuste de error de mínimos cuadrados a un rango de período vertical de 0.2Tv a 1.5Tv, donde Tv es el período de vibración vertical principal del edificio. En este caso, se puede considerar un rango de período más amplio debido a la incertidumbre en la estimación del período vertical primario del edificio.

### C17.4 SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

Hay tres procedimientos de análisis diferentes disponibles para determinar las cargas sísmicas a nivel de diseño: el procedimiento de fuerza lateral equivalente (ELF), el procedimiento de espectro de respuesta y el procedimiento de historial de respuesta. Para el procedimiento ELF, se utilizan ecuaciones simples que calculan la demanda de fuerza lateral en cada nivel de la estructura del edificio (similares a las de las estructuras convencionales de base fija) para determinar el desplazamiento lateral máximo y las fuerzas de diseño en función de la aceleración espectral y las fuerzas aisladas. Período de estructura y amortiguamiento. Las disposiciones de esta sección permiten un mayor uso del procedimiento ELF, reconociendo que el procedimiento ELF es adecuado para estructuras aisladas cuya respuesta está dominada por un solo modo de vibración traslacional y cuya superestructura está diseñada para permanecer esencialmente elástica (demanda de ductilidad limitada y deformaciones inelásticas). ) incluso para movimientos de tierra a nivel de MCER. El procedimiento ELF ahora está permitido para el diseño de estructuras aisladas en todos los sitios (excepto Sitio Clase F) siempre que la superestructura sea regular (como se define en la nueva Sección 17.2.2), tenga un período base fijo (T) que sea bien separados del período aislado ( $T_{min}$ ), y el sistema de aislamiento cumple con ciertos criterios de "previsibilidad de respuesta" con los que cumplen los sistemas de aislamiento típicos y de uso común.

Los requisitos de diseño para el sistema estructural se basan en las fuerzas y derivas obtenidas del terremoto MCER usando un conjunto consistente de propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior, como se analiza en la Sección C17.5. El sistema de aislamiento, incluidas todas las conexiones, los elementos estructurales de soporte y la "brecha", debe diseñarse (y probarse) para el 100 % de la demanda de MCER. Los elementos estructurales sobre el sistema de aislamiento ahora están diseñados para permanecer esencialmente elásticos para el terremoto MCER. Se diseñaría una estructura de base fija similar para las cargas sísmicas de diseño ( $2\ddot{\gamma}_3MCER$ ) reducidas por un factor de 6 a 8 en lugar de la demanda de MCER reducida por un factor de hasta 2 para una estructura de base aislada.

### C17.5 PROCEDIMIENTO DE FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

Los desplazamientos laterales dados en esta sección se aproximan a los desplazamientos sísmicos máximos de un sistema lineal elástico de período, T, y amortiguamiento efectivo,  $\ddot{\gamma}$ , de un solo grado de libertad. Ecuaciones (17.5-1) y (17.5-3) de ASCE 7-10 proporcionaron el desplazamiento máximo en el sistema de aislamiento en el centro de masa para los terremotos DE y MCER, respectivamente. En estas ecuaciones anteriores, así como en la ecuación actual, los términos de aceleración espectral en el período aislado se basan en la premisa de que la porción del período más largo de los espectros de respuesta decae como  $1/T^2$ .

Esta es una suposición conservadora y es la misma que se requiere para el diseño de una estructura convencional de base fija del período TM.

Se utiliza un factor de amortiguamiento B para disminuir (o aumentar) la demanda de desplazamiento calculada donde el coeficiente de amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento es mayor (o menor) que el 5% del amortiguamiento crítico. Una comparación de los valores obtenidos de la ecuación. (17.5-1) y los obtenidos a partir de análisis de historia de tiempo no lineal se dan en Kircher et al. (1988) y Constantinou et al. (1993).

Las fórmulas ELF en esta nueva edición calculan los desplazamientos laterales mínimos y las fuerzas requeridas para el diseño del sistema de aislamiento basándose únicamente en las demandas de nivel de MCER, en lugar de en un

combinación de los niveles de diseño sísmico y MCER , como en ediciones anteriores de las disposiciones.

Los cálculos se realizan por separado para las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior, y se debe considerar el caso rector para el diseño. Las propiedades del límite superior generalmente, pero no siempre, dan como resultado un desplazamiento máximo (DM) más bajo, un amortiguamiento más alto ( $\zeta_M$ ) y fuerzas laterales más altas ( $V_b$ ,  $V_{st}$ ,  $V_s$  y  $k$ ).

La sección 17.2.8 relaciona los valores límite del período efectivo, la rigidez y el amortiguamiento del sistema de aislamiento con el comportamiento de desplazamiento de fuerza lateral de límite superior e inferior de los aisladores.

#### C17.5.3 Desplazamientos laterales mínimos requeridos para el diseño

##### C17.5.3.1 Desplazamiento máximo. Las disposiciones de esta sección

reflejan la base de diseño de MCER únicamente y definen el desplazamiento máximo de MCER en términos de aceleración espectral de respuesta de MCER, SM1, en la T apropiada.

Además, y de igual importancia, el desplazamiento máximo (DM) y el factor de modificación del amortiguamiento (BM) se determinan por separado para las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior. En disposiciones anteriores, el desplazamiento máximo (DM) se definía solo en términos del amortiguamiento asociado con el límite inferior de desplazamiento, y este amortiguamiento se combinaba con el límite superior de rigidez para determinar las fuerzas de diseño.

Este cambio es teóricamente más correcto, pero elimina un conservadurismo significativo en el diseño ELF de la superestructura.

Esta reducción en el conservadurismo del diseño de la superestructura se ve compensada por el cambio del diseño sísmico a los movimientos del terreno MCER como base para las fuerzas de diseño de la superestructura.

**C17.5.3.2 Efectivo Período en el maximo Desplazamiento.** Las disposiciones de esta sección se revisan para reflejar la base de MCER solo para el diseño y los cambios asociados en la terminología (aunque manteniendo el concepto de período efectivo). El período efectivo TM también se determina por separado para las propiedades de aislamiento de los límites superior e inferior.

**C17.5.3.3 Desplazamiento máximo total.** Las disposiciones de esta sección se revisan para reflejar la base de MCER solo para el diseño y los cambios asociados en la terminología. Además, la fórmula para calcular el desplazamiento MCER máximo total (traslacional y torsional) se ha revisado para incluir un término y las ecuaciones correspondientes que recompensan los sistemas de aislamiento configurados para resistir la torsión.

El sistema de aislamiento para una estructura aislada sísmicamente debe configurarse para minimizar la excentricidad entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, reduciendo así los efectos de torsión en el desplazamiento de los elementos de aislamiento. Para estructuras convencionales, se debe tener en cuenta la excentricidad accidental en ambas direcciones horizontales. La figura C17.5-1 ilustra la terminología utilizada en el estándar. ecuación (17.5-3) proporciona una fórmula simplificada para estimar la respuesta causada por la torsión en lugar de un análisis más refinado. El componente adicional de desplazamiento causado por la torsión aumenta el desplazamiento de diseño en la esquina de una estructura en aproximadamente un 15 % (para una de planta perfectamente cuadrada) a aproximadamente un 30 % (para una de planta larga y rectangular) si la excentricidad es del 5 % de la dimensión máxima en planta. Estos desplazamientos torsionales calculados corresponden a estructuras con un sistema de aislamiento cuya rigidez se distribuye uniformemente en planta. Los sistemas de aislamiento que tienen la rigidez concentrada hacia el perímetro de la estructura, o ciertos sistemas de deslizamiento que minimizan los efectos de la excentricidad de la masa, dan como resultado desplazamientos torsionales más pequeños.

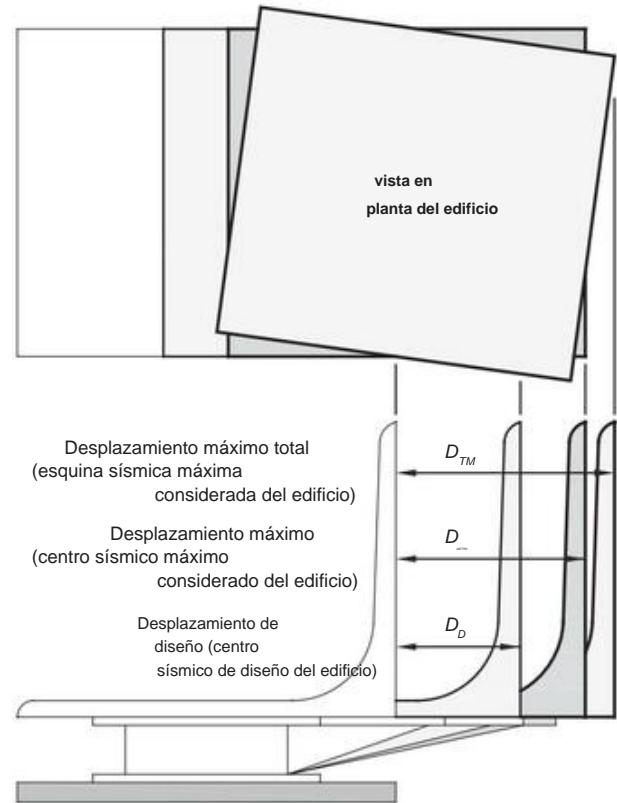


FIGURA C17.5-1 Terminología de desplazamiento

El estándar permite valores de DTM tan pequeños como 1,15 DM, con la debida justificación.

**C17.5.4 Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño.** La figura C17.5-2 ilustra la terminología de los elementos en, debajo y encima del sistema de aislamiento. ecuación (17.5-5) especifica el cortante sísmico elástico máximo para el diseño de todos los elementos estructurales en o debajo del sistema de aislamiento (sin reducción por respuesta dúctil). ecuación (17.5-7) especifica el cortante sísmico elástico máximo para el diseño de elementos estructurales sobre el sistema de aislamiento. Para estructuras que tienen una capacidad apreciable de deformación inelástica, esta ecuación incluye un factor de reducción efectivo ( $RI = 3\zeta_8$  que no excede 2). Este factor asegura un comportamiento esencialmente elástico de la superestructura por encima de los aisladores.

Estas disposiciones incluyen dos cambios filosóficos significativos en el método de cálculo del cortante base elástico para la estructura. En ASCE 7-10 y versiones anteriores de las disposiciones, las fuerzas cortantes de la base de diseño elástico se determinaron a partir del terremoto de diseño (DE) usando una combinación de la rigidez efectiva del límite superior y el desplazamiento máximo obtenido usando las propiedades del límite inferior del sistema de aislamiento. , como se muestra esquemáticamente en la figura C17.5-3. Se sabía que esto era conservador. El cortante base de diseño elástico ahora se calcula a partir del evento MCER con un conjunto consistente de propiedades de rigidez límite superior e inferior, como se muestra en la ecuación. (17.5-5) y la figura C17.5-3.

En la Tabla C17.5-1 se muestra una comparación de los cortantes básicos de diseño elástico antiguo para una variedad de parámetros de diseño de sistemas de aislamiento y factores lambda que utilizan las disposiciones de ASCE 7-10 y aquellos que utilizan estas nuevas disposiciones . Esta comparación asume que el DE es  $2\zeta_3$  el MCER y la parte del período más largo de ambos espectros decae como  $S_1\zeta_T$ . La Tabla C17.5-1 muestra una comparación entre el corte base de diseño elástico calculado usando el ASCE/SEI 7-10

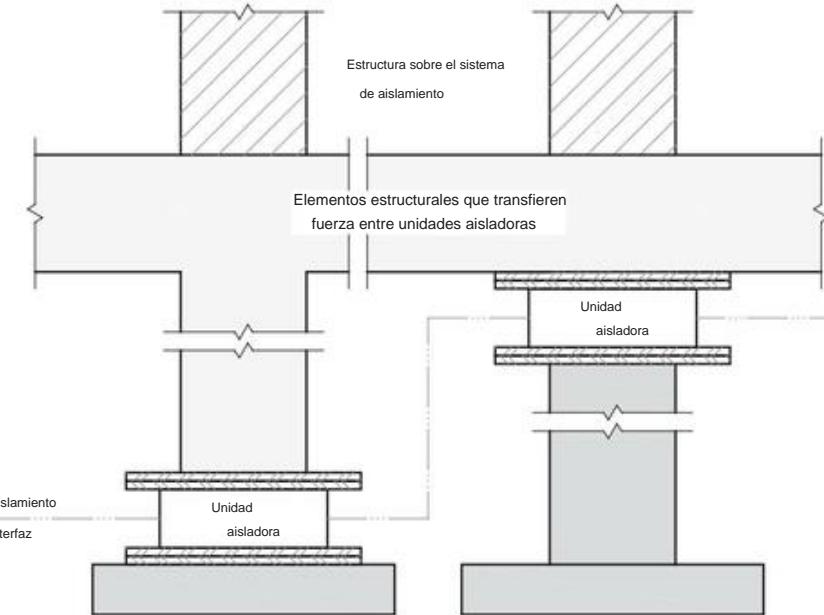


FIGURA C17.5-2 Terminología del sistema de aislamiento

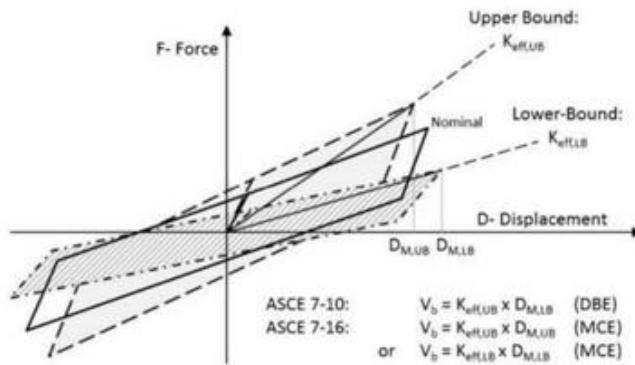


FIGURA C17.5-3 Propiedades histeréticas bilineales nominales, de límite superior y de límite inferior de un rodamiento aislador típico

y 7-16 ediciones para un rango de niveles de rendimiento, segundas pendientes y multiplicadores de propiedades delimitantes.

Las celdas de color gris oscuro en la Tabla C17.5-1 indican que el cortante base del nuevo diseño elástico es más del 10 % más alto que las disposiciones anteriores; las celdas de color gris claro indican que las nuevas cizallas base elásticas son de 0 a 10 % más altas que las disposiciones anteriores; y las celdas blancas indican que las nuevas cizallas de base elástica son menores que las antiguas disposiciones.

**C17.5.4.1 Sistema de Aislamiento y Elementos Estructurales por debajo del Nivel Base.** Las disposiciones de esta sección se revisan para reflejar la base de MCER solo para el diseño y los cambios asociados en la terminología. Se agregó un nuevo párrafo a esta sección para aclarar que las cargas laterales no reducidas deben usarse para determinar las fuerzas de vuelco en el sistema de aislamiento.

**C17.5.4.2 Elementos Estructurales sobre el Nivel Base.** Las disposiciones de esta sección se revisan para reflejar la base de MCER solo para el diseño y los cambios asociados en la terminología, incluido el nuevo concepto del "nivel base" como el primer piso inmediatamente encima del sistema de aislamiento.

Se agregó una excepción para permitir que los valores de RI excedan el límite actual de 2.0, siempre que la resistencia al empuje de la superestructura en la deriva de MCER o la deriva de piso de 0.015hsx exceda (en un 10 %) la fuerza máxima de MCER en la interfaz de aislamiento ( $V_b$ ). Esta excepción aborda directamente la resistencia requerida y los límites asociados sobre el desplazamiento inelástico para las demandas de MCER.

El método pushover se aborda en ASCE 41 (2007).

Una nueva fórmula (ecuación (17.5-7)) ahora define la fuerza lateral sobre los elementos por encima del nivel de la base en términos de peso sísmico reducido (peso sísmico excluyendo el nivel de la base) y el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, con base en trabajos recientes. (York y Ryan 2008). En esta formulación, se supone que el nivel base está ubicado inmediatamente (dentro de los 0,9 m (3,0 pies) de la parte superior del aislador) por encima de la interfaz de aislamiento. Cuando el nivel base no está ubicado inmediatamente por encima de la interfaz de aislamiento (p. ej., no hay una losa de piso justo encima de los aisladores), el peso sísmico completo (sin reducir) de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento se utiliza en la ecuación. (17.5-7) para definir conservadoramente las fuerzas laterales sobre los elementos por encima del nivel de la base.

#### C17.5.4.3 Límites en Vs.

Las disposiciones de esta sección se revisan para reflejar la base de MCER solo para el diseño y los cambios asociados en la terminología.

En la Sección 17.5.4.3, los límites dados en Vs se revisan para aclarar que la fuerza requerida para activar completamente el sistema de aislamiento debe basarse en las propiedades límite superior de fuerza-deflexión del sistema de aislamiento o 1,5 veces las propiedades nominales, lo que sea mayor. Otros límites incluyen (a) el nivel de rendimiento/fricción para activar completamente el sistema de aislamiento y (b) la capacidad máxima de un sistema de restricción de viento de sacrificio que está destinado a fallar y liberar la superestructura durante una carga lateral significativa.

Estos límites son necesarios para que la superestructura no ceda prematuramente antes de que el sistema de aislamiento se haya activado y desplazado significativamente.

**C17.5.5 Distribución Vertical de Fuerza.** Se revisan las disposiciones de esta sección para incorporar una distribución más precisa del cortante sobre la altura considerando el período de la superestructura y el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento. El especificado

Tabla C17.5-1 Comparación de cortante base de diseño elástico entre ASCE 7-10 y 7-16

	Multiplicadores de límite superior			Kd	Nivel de rendimiento	Multiplicadores de límite inferior			Kd	Nivel de rendimiento	
MCER S1 = 1,5 T2 (s)	2,00	2,00	3,00	3,00	1,15	4,00	4,00	5,00	6	0,85	0,85
Nivel de rendimiento	0,05	0,10	0,05	0,10	0,05	0,10	0,05	5	0,05	0,1	0,26
Nuevo, Vb̄yW ASCE 7-16/ASCE 7-10	1,14	1,02	1,08	0,91	1,02	0,84	0,96	0,83	0,91	0,82	0,85
					1,0	1,6			1,0	0,85	
Nuevo, Vb̄yW ASCE 7-16/ASCE 7-10 MCER	0,77	0,71	0,52	0,42	0,35	0,31	0,26	0,27	0,21	0,25	
S1 = 1,0 T2 (s)	1,32	1,25	1,39	1,01	1,25	0,88	1,24	1,02	1,16	1,12	
	2,00	2,00	3,00	3,00	1,15	1,6			0,85	0,85	
Nivel de rendimiento	0,05	0,10	0,05	0,10	0,05	0,10	0,05	5	0,05	0,1	0,21
Nuevo, Vb̄yW ASCE 7-16/ASCE 7-10	1,08	0,91	0,99	0,83	0,91	0,65	0,84	0,76	0,84	0,71	0,85
					1,35	1,5			0,85	0,85	
Nuevo, Vb̄yW ASCE 7-16/ASCE 7-10	0,54	0,47	0,33	0,32	0,24	0,29	0,19	0,22	0,16	0,20	
	1,12	0,99	1,05	0,90	0,99	0,92	0,94	0,82	0,90	0,81	
					1,3	1,3			0,85	0,85	
Nuevo, Vb̄yW ASCE 7-16/ASCE 7-10	0,55	0,47	0,33	0,31	0,24	0,24	0,18	0,20	0,15	0,18	
	1,22	1,10	1,16	1,01	1,10	0,94	1,05	0,91	1,01	0,89	

Nota: Las celdas de color gris oscuro indican que los cortantes básicos del nuevo diseño elástico son más de un 10 % más altos que las disposiciones anteriores; las celdas de color gris claro indican 0–10% más alto que disposiciones antiguas.

El método para la distribución vertical de fuerzas calcula la fuerza en el nivel base inmediatamente por encima del plano de aislamiento base, entonces distribuye el resto del cortante base entre los niveles encima. Es decir, la masa de la "losa base" sobre los aisladores es no incluidos en la distribución vertical de fuerzas.

La revisión propuesta a la distribución de fuerza vertical se basa en estudios analíticos recientes (York y Ryan 2008) en colaboración con el Subcomité de Sistemas de Protección PSSC de la Asociación de Ingenieros Estructurales del Norte de California). Teoría lineal de el aislamiento de la base predice que el corte de la base se distribuye uniformemente sobre la altura del edificio, mientras que la fuerza lateral equivalente El procedimiento de ASCE 7-10 prescribe una distribución de fuerzas laterales que aumentan linealmente al aumentar la altura. La distribución uniforme es consistente con la forma del primer modo de una distribución aislada. edificio, y la distribución lineal es consistente con la primera forma modal de un edificio de base fija. Sin embargo, una distribución lineal puede ser demasiado conservadora para una estructura de edificio aislada, especialmente para edificios de uno o dos pisos con base pesada. masa relativa al techo.

El principio establecido en el estudio de York y Ryan (2008) fue desarrollar dos ecuaciones independientes: una para predecir la cortante en la base de la superestructura  $Vst$  relativo al cortante en la base a través de la aisladores  $Vb$ , y un segundo para distribuir  $Vst$  sobre la altura del edificio. Considerando una reducción en  $Vst$  relativa a  $Vb$  permitida para las fuerzas de inercia a menudo significativas en el nivel base, que pueden ser amplificado debido a la masa desproporcionada en el nivel base, a tener en cuenta en el diseño. El estudio también asumió que el El cortante de la base de la superestructura se distribuyó sobre la altura usando un distribución 'k' (es decir, fuerza lateral  $\bar{y}wxh$  donde  $wx$  es el peso y  $h$  la altura al nivel  $x$ ), donde  $k = 0$  es una distribución uniforme y  $k = 1$  es una distribución lineal. En el estudio, se desarrollaron modelos representativos de marcos de una sola bahía de varios pisos aislados de base, y El análisis del historial de respuestas se realizó con un conjunto de 20 movimientos escalados a un espectro objetivo correspondiente a la efectiva parámetros del sistema de aislamiento. Se realizó un análisis de regresión para desarrollar un mejor ajuste (en relación con la mediana de los resultados de la respuesta análoga histórica) de la relación de cortante de la superestructura con respecto a la base y k factor en función de los parámetros del sistema. Las ecuaciones recomendadas en York y Ryan (2008) proporcionaron la mejor "bondad de

fit" entre varios considerados, con valores de  $R^2$  superiores a 0,95.

Tenga en cuenta que las ecuaciones (17.5-8) y (17.5-11) en el cambio de código son los igual que las Ecs. (15) y (17) en York y Ryan (2008), con una modificación: el coeficiente para  $k$  en la ecuación (17.5-11) ha sido modificado para reflejar que el plano de referencia para determinar la altura debe tomarse como plano de aislamiento, el que se encuentra por debajo del losa base aislada.

Es difícil confirmar de antemano si el límite superior o La respuesta del sistema de aislamiento de límite inferior regirá el diseño de el sistema de aislamiento y la estructura. Es posible, e incluso probable, que la distribución correspondiente al sistema de aislamiento de límite superior propiedades regirán el diseño de una parte de la estructura, y la distribución del límite inferior regirá otra. Por ejemplo, la respuesta del sistema de aislamiento de límite inferior puede producir una mayor desplazamiento, DM, un amortiguamiento menor,  $\bar{y}M$ , pero también una base mayor cortante,  $Vb$ . Esta diferencia podría resultar en una distribución de fuerza vertical que rige para los pisos inferiores del edificio. Los caso límite superior correspondiente, con desplazamiento inferior, DM, pero un mayor amortiguamiento,  $\bar{y}M$ , podría regir el diseño de la parte superior de la estructura, aunque el cortante base,  $Vb$ , es menor.

La propuesta de adoptar el enfoque en York y Ryan (2008) es parte de una renovación general que permitirá la fuerza estática equivalente método se extenderá a una clase más amplia de edificios. En York y Ryan (2008), se demostró que el método actual es bastante conservador para sistemas con niveles bajos a medios de amortiguamiento combinado con superestructuras rígidas pero poco conservadoras para sistemas altamente amortiguados sistemas o sistemas con superestructuras relativamente flexibles.

La propuesta ha sido objeto de un alto nivel de escrutinio por parte del comité de código. En primer lugar, se realizó un análisis de regresión utilizando el conjunto original de datos del historial de respuestas de York y Ryan (2008) para ajustarse varias distribuciones alternativas sugeridas por el comité del código miembros que eran intuitivamente más atractivos. En todos los casos, el Se demostró que las ecuaciones recomendadas en York y Ryan (2008) ajusta mejor a los datos. En segundo lugar, algunos miembros del comité del código intentó validar adecuadamente las ecuaciones utilizando conjuntos de datos de análisis de historial de respuesta generados de forma independiente. Mucho la discusión se produjo tras el descubrimiento de que las ecuaciones no eran conservadoras para una clase de edificios de uno y dos pisos con largos períodos de aislamiento y altos niveles de amortiguamiento efectivo

en el sistema de aislamiento. Esto fue más notorio para edificios de uno y dos pisos, es decir, con relaciones  $W_{st}/W$  relativamente bajas, respuesta predominantemente monomodo de base fija, y donde  $T_f/b$  se alineó con el período basado en la rigidez inicial del sistema de aislamiento,  $T_k$ . Se confirmó que el conjunto de datos de York y Ryan (2008) contenía casos similares a los generados de forma independiente, y la falta de conservadurismo se racionalizó como un resultado natural del enfoque de regresión. En un intento por eliminar la falta de conservadurismo, las ecuaciones se ajustaron a las distribuciones de fuerza vertical del percentil 84 (mediana  $\beta_1$ ) basadas en el conjunto de datos original de York y Ryan (2008). Sin embargo, las distribuciones resultantes fueron inaceptablemente conservadoras y por lo tanto rechazadas.

El conjunto de datos de York y Ryan (2008) se amplió posteriormente para ampliar el rango de períodos de base fija para estructuras de poca altura y para proporcionar una confirmación adicional del conjunto de datos independiente. Además, la forma del bucle de histéresis del sistema de aislamiento se identificó como el factor más significativo en el grado de mayor participación del modo, lo que resultó en un aumento de la relación  $V_{st}/V_b$  y del factor  $k$ . Las disposiciones identifican ahora que esta variable necesita un factor  $k$  más conservador.

Al calcular la distribución de fuerza vertical utilizando el procedimiento de fuerza lineal equivalente, las disposiciones ahora dividen los sistemas de aislamiento en dos categorías amplias de acuerdo con la forma del bucle de histéresis. Los sistemas que tienen una transición abrupta entre la respuesta previa y posterior al rendimiento (o el deslizamiento previo y posterior para los sistemas de fricción) se describen como "fuertemente bilineales" y se ha encontrado que típicamente tienen aceleraciones y fuerzas de superestructura más altas. Los sistemas con una transición gradual o de múltiples etapas entre la respuesta anterior y posterior al rendimiento se describen como "débilmente bilineales" y se observó que tienen aceleraciones y fuerzas de superestructura relativamente más bajas, al menos para los sistemas que se encuentran dentro del rango históricamente adoptado de valores de fuerza/fricción del sistema (fuerza nominal del sistema de aislamiento con desplazamiento cero,  $F_o = 0,03 \times W$  a  $0,07 \times W$ ).

Esta limitación es aceptable porque los sistemas de aislamiento con niveles de resistencia que caen significativamente fuera del extremo superior de este rango probablemente tengan propiedades de límite superior que no cumplen con las limitaciones de la Sección 17.4.1, a menos que la rigidez posterior a la fluencia o el nivel de riesgo sea alto. También se debe tener cuidado al usar las ecuaciones para evaluar el desempeño de los sistemas de aislamiento a niveles de riesgo más bajos porque el amortiguamiento equivalente puede aumentar más allá del rango de aplicabilidad del trabajo original.

En la Tabla C17.5-2 se proporciona una descripción adicional de los dos tipos de bucle de histéresis. En la figura C17.5-4 se muestra un ejemplo de bucle teórico para cada tipo de sistema.

La captura de este aumento de aceleración y fuerza en el procedimiento de fuerza lineal equivalente requiere un aumento en la relación  $V_{st}/V_b$  (ecuación (17.5-7) y el factor  $k$  de distribución de fuerza vertical (ecuación (17.5-11)). En consecuencia, las disposiciones requieren que se use un exponente diferente en la ecuación (17.5-7) para un sistema que exhibe un comportamiento "fuertemente bilineal". Se observaron diferencias similares en el factor  $k$  (ecuación (17.5-11)), pero se consideró que estos hallazgos eran estar insuficientemente bien desarrollado para incluirlo en las disposiciones en este momento, y se adoptó el valor más conservador para los sistemas "fuertemente bilineales" para ambos tipos de sistemas.

La excepción en la Sección 17.5.5 es una herramienta para abordar el problema identificado en los edificios de uno y dos pisos sobre una base específica del proyecto y para simplificar el diseño de estructuras aisladas sismicamente al eliminar la necesidad de realizar respuestas complejas y que requieren mucho tiempo. análisis histórico de modelos de construcción 3D completos cada vez que se cambia el diseño. Al comienzo del proyecto, se utiliza un análisis del historial de respuestas de un modelo de construcción simplificado (p. ej., un modelo de barra sobre aisladores) para establecer una distribución de fuerza de inercia personalizada para el proyecto. El análisis del modelo de construcción en 3D se puede realizar utilizando técnicas de análisis estático simples.

Las limitaciones en el uso del procedimiento de fuerza lineal equivalente (Sección 17.4.1) y en el procedimiento de análisis de espectro de respuesta (Sección 17.4.2.1) proporcionan algunos límites adicionales. El punto 7a de la Sección 17.4.1 requiere una fuerza de restauración mínima, que limita efectivamente la rigidez posterior a la fluencia a  $K_d > F_o/D$  y también limita el amortiguamiento efectivo al 32% para un sistema bilineal.

Los artículos 2 y 3 de la Sección 17.4.1 limitan el período de vigencia,  $T_M \leq 4,5$  s y amortiguamiento efectivo,  $\zeta_M \leq 30\%$  explícitamente.

**C17.5.6 Límites de deriva.** Los límites de deriva se dividen por  $C_d/R$  para estructuras de base fija, ya que los desplazamientos calculados para cargas laterales reducidas por  $R$  se multiplican por  $C_d$  antes de verificar la deriva. El término  $C_d$  se usa en toda la norma para estructuras de base fija para aproximar la relación de la respuesta sismica real a la respuesta calculada para fuerzas reducidas. Generalmente,  $C_d$  es 1.2 a 4.5 del valor de  $R$ . Para estructuras aisladas, el factor  $R_I$  se usa tanto para reducir las cargas laterales como para aumentar los desplazamientos (calculados para cargas laterales reducidas) antes de verificar la deriva. Se obtendría la equivalencia si la deriva

Tabla C17.5-2 Comparación de sistemas de aislamiento "fuertemente bilineal" y "débilmente bilineal"

Sistema Tipo y Ecuación Terma	Transición de antes a después del rendimiento Características	Comportamiento cíclico por debajo de bilineal Deformación por fluencia/deslizamiento	Ejemplo de Forma de bucle de histéresis	Ejemplos de sistemas <sup>a</sup>
"Fuertemente bilineal" (1–3.5 $\zeta_M$ ) Transición abrupta de prerendimiento o predeslizamiento a posrendimiento o posdeslizamiento	Esencialmente elástico lineal, con poca dissipación de energía.	Figura C17.5-4a	• Aisladores deslizantes planos con respaldo rígido • FPS de un solo cóncavo • FPS de doble cóncavo con	
"Débilmente bilineal" (1–2.5 $\zeta_M$ ) Transición suave o de varias etapas de prerendimiento o predeslizamiento a posrendimiento o posdeslizamiento	Exhibe dissipación de energía causada por cedencia o deslizamiento inicial de etapa de fricción de bajo nivel	Figura C17.5-4b	mismos coeficientes de fricción arriba y abajo • Amortiguadores elastoméricos y viscosos • FPS de triple cóncavo • Goma de alta amortiguación • Goma de plomo • Deslizadores con respaldo elastomérico	

<sup>a</sup> El término de la ecuación se refiere al exponente en la ecuación. (17.5-11).

<sup>b</sup> FPS es un sistema de péndulo de fricción.

FIGURA C17.5-4 Ejemplo de sistema de aislamiento Bucle de ejemplo

Los límites tanto para las estructuras de base fija como para las aisladas se basaron en sus respectivos factores R. Cabe señalar que los límites de deriva para las estructuras aisladas generalmente son más conservadores que los de las estructuras convencionales de base fija, incluso cuando las estructuras de base fija se asignan a la Categoría de riesgo IV. La máxima desviación de piso permitida para el diseño de estructuras aisladas es constante para todas las categorías de riesgo.

#### C17.6 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS DINÁMICO

Esta sección especifica los requisitos y límites para los procedimientos dinámicos.

Se puede realizar un estudio más detallado o refinado de acuerdo con los procedimientos de análisis descritos en esta sección, compatibles con los requisitos mínimos de la Sección 17.5.

Las razones para realizar un estudio más refinado incluyen

1. La importancia del edificio.
2. La necesidad de analizar la posible interacción estructura-sistema de aislamiento donde el período base fijo del edificio es mayor a un tercio del período aislado.
3. La necesidad de modelar explícitamente las características de deformación del sistema resistente a fuerzas laterales donde la estructura sobre el sistema de aislamiento es irregular.

4. La conveniencia de usar datos de movimiento del suelo específicos del sitio, especialmente para suelos muy blandos o licuables (Síntesis Clase F) o para estructuras ubicadas donde S1 es mayor que 0.60.
5. La conveniencia de modelar explícitamente las características deformacionales del sistema de aislamiento. Este punto es especialmente importante para los sistemas que tienen características de amortiguamiento que dependen de la amplitud, en lugar de la velocidad, porque es difícil determinar un valor apropiado de amortiguamiento viscoso equivalente para estos sistemas.

Cuando se utiliza el análisis del historial de respuesta como base para el diseño, el desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento y las fuerzas de diseño en los elementos de la estructura anterior se calculan a partir del promedio de siete pares de movimientos del suelo, cada uno seleccionado y escalado de acuerdo con la Sección 17.3. 2.

Las disposiciones permiten una reducción del 10% de Vb por debajo del sistema de aislamiento y del 20% de reducción de Vb para la estructura por encima de los aisladores si la estructura es de configuración regular. La reducción de desplazamiento no debe ser superior al 20% si se realiza un análisis dinámico.

Para evitar la necesidad de realizar una gran cantidad de análisis de historial de respuesta no lineal que incluyen los conjuntos de movimientos del suelo, las propiedades del aislador de límite superior e inferior,

y cinco o más ubicaciones del centro de masa, esta disposición permite escalar y utilizar los resultados del análisis del centro de masa para tener en cuenta los efectos de la excentricidad de masa en diferentes cuadrantes del edificio.

El siguiente es un método recomendado para desarrollar factores de amplificación apropiados para deformaciones y fuerzas para su uso con análisis de historial de respuesta no lineal (NRHA) de centro de masa que tienen en cuenta los efectos de la torsión accidental.

Se permite el uso de otros factores de amplificación desarrollados razonablemente.

Las direcciones más críticas para cambiar el centro de masa calculado son tales que la excentricidad accidental se suma a la excentricidad inherente en cada dirección ortogonal en cada nivel. Para cada una de estas dos posiciones de masa excéntrica, y con propiedades aislantes de límite inferior, se debe ejecutar el conjunto de análisis NRHA y procesar los resultados de acuerdo con la Sección 17.6.3.4. Los casos de análisis se definen en la Tabla C17.6-1.

Los resultados de los Casos IIa y IIb se comparan a su vez con los del Caso I. Se calculan los siguientes factores de amplificación (relación entre la respuesta del Caso IIa o IIb y la respuesta del Caso I):

1. La amplificación del desplazamiento del aislador en la ubicación del plan con el mayor desplazamiento del aislador; 2. La amplificación de la deriva de piso en la estructura en la ubicación del plan con la deriva más alta, envuelta en todos los pisos; y
3. La amplificación de las fuerzas cortantes de la línea del marco en cada piso para el marco sujeto a la deriva máxima.

El mayor de los dos escalares resultantes del desplazamiento del aislador se debe utilizar como factor de amplificación del desplazamiento; el mayor de los dos escalares resultantes de la deriva debe utilizarse como factor de amplificación de la deformación; y el mayor de los dos escalares resultantes de la fuerza debe usarse como factor de amplificación de la fuerza. Una vez establecidos los factores de amplificación, los efectos de la excentricidad accidental deben considerarse de la siguiente manera.

El procedimiento de análisis del historial de respuesta no lineal debe llevarse a cabo solo para el caso de excentricidad de masa inherente, considerando las propiedades del aislador de límite superior e inferior. Para cada variación de la propiedad del aislador, las cantidades de respuesta deben calcularse de acuerdo con la Sección 17.6.3.4. Todos los desplazamientos resultantes del aislador deben incrementarse por el factor de amplificación de desplazamiento, todas las cantidades de respuesta de deformación resultantes deben incrementarse por el factor de amplificación de deformación y todas las cantidades de fuerza resultantes deben incrementarse por la amplificación de fuerza antes de usarse para evaluación o diseño.

El procedimiento para escalar los resultados del análisis dinámico a los mínimos basados en ELF que se describe en la Sección 17.6.4.3 es ligeramente diferente para el espectro de respuesta frente al análisis del historial de respuesta.

La razón de esta diferencia es que es necesario crear una base consistente de comparación entre las cantidades de respuesta dinámica y los mínimos basados en ELF (que se basan en la dirección máxima). Cuando se realiza el análisis del espectro de respuesta, el desplazamiento del aislador, el corte de la base y el corte del piso en cualquier nivel utilizado para la comparación con los mínimos basados en ELF ya corresponden a una sola dirección máxima de excitación.

Tabla C17.6-1 Casos de análisis para establecer factores de amplificación

Caso	Propiedades del aislador	Excentricidad Accidental
I	Límite inferior	No
IIa	Límite inferior	Sí, dirección X
IIb	Límite inferior	Sí, dirección Y

Por lo tanto, no es necesario utilizar la suma vectorial de la regla de combinación direccional 100%/30% (como se describe en la Sección 17.6.3.3). Tenga en cuenta, sin embargo, que si bien la regla de combinación direccional 100%/30% no se requiere para escalar los resultados del análisis de espectro de respuesta a los mínimos basados en ELF de la Sección 17.6.4.3, la regla de combinación direccional 100%/30% aún se requiere para diseño de la superestructura por análisis de espectro de respuesta, según la Sección 17.6.3.3.

Cuando se realiza un análisis del historial de respuesta no lineal, el desplazamiento del aislador y el cortante base para cada movimiento del suelo se calculan como el máximo de la suma vectorial de los dos

componentes ortogonales (de desplazamiento o cortante base) en cada paso de tiempo. El promedio de los máximos sobre todos los movimientos del suelo de estos valores de suma vectorial de desplazamiento y cortante base se usa luego para comparar con el desplazamiento mínimo basado en ELF y el cortante base según la Sección 17.6.4.3.

**C17.6.2 Modelado.** Capturar la respuesta vertical de la estructura de un edificio con un alto grado de confianza puede ser una tarea desafiante. No obstante, cuando se van a incluir los efectos de la sacudida vertical en el proceso de análisis y/o diseño de una estructura de edificación aislada, se proporcionan las siguientes recomendaciones de modelado:

1. Masa vertical: todas las vigas, columnas, muros de corte y losas deben incluirse en el modelo, y la masa vertical debe distribuirse adecuadamente a lo largo de la huella de cada piso.
2. Propiedades de los cimientos: en el procedimiento de análisis se debe considerar una variedad de propiedades del suelo y amortiguamiento de los cimientos, ya que la excitación del movimiento horizontal y vertical del suelo puede afectar significativamente la respuesta del edificio.
3. Efectos de la interacción suelo-cimiento-estructura: el amortiguamiento de los cimientos, el empotramiento y el promedio de la losa base pueden alterar los movimientos verticales impartidos a la estructura en comparación con los movimientos de campo libre.
4. Grados de libertad: será necesario agregar al modelo grados de libertad adicionales (p. ej., nodos a lo largo de la luz de una viga o losa) para capturar los efectos verticales.
5. Paso de tiempo reducido: dado que la excitación del movimiento vertical del suelo y la respuesta del edificio a menudo ocurren a frecuencias más altas que la excitación y la respuesta laterales, es posible que se requiera un paso de tiempo de análisis más fino cuando se incluyen los movimientos verticales.

**C17.6.3.4 Procedimiento de análisis del historial de respuestas.** Para los sitios identificados como cercanos a la falla, cada par de componentes de movimiento horizontal del suelo debe rotarse en las direcciones normal a la falla y paralela a la falla de las fallas causantes y aplicarse al edificio en dicha orientación.

Para todos los demás sitios, cada par de componentes de movimiento horizontal del suelo se debe aplicar al edificio en orientaciones ortogonales de modo que la media de los espectros de respuesta de los componentes para los registros aplicados en cada dirección sea aproximadamente igual (10 %) a la media del componente. Espectros de respuesta de todos los registros aplicados para el rango de período especificado en la Sección 17.3.3. La revisión por pares sería el juez de "aproximadamente iguales".

## C17.7 REVISIÓN DEL DISEÑO

Las disposiciones permiten que un solo revisor evalúe el diseño del sistema de aislamiento. El revisor debe ser un profesional de diseño registrado (RDP), y si se requiere que el ingeniero de registro (EOR) sea un ingeniero estructural (SE), el propietario puede considerar asegurarse de que haya un SE en el equipo de revisión por pares. En estructuras más significativas, es probable que el panel de revisión de diseño pueda

incluir dos o tres personas, pero para muchas estructuras aisladas, un solo revisor bien calificado es suficiente. Si se selecciona como proveedor a un fabricante con experiencia desconocida en los Estados Unidos, el propietario del edificio puede solicitar que el revisor del diseño asista a las pruebas del prototipo.

El estándar requiere que la revisión por pares sea realizada por profesionales de diseño registrados que sean independientes del equipo de diseño y otros contratistas del proyecto. El revisor o panel de revisión debe incluir personas con experiencia especial en uno o más aspectos del diseño, análisis e implementación de sistemas de aislamiento sísmico.

El revisor por pares o el panel de revisión debe identificarse antes del desarrollo de los criterios de diseño (incluidos los criterios de sacudidas del suelo específicos del sitio) y las opciones de diseño del sistema de aislamiento. Además, el panel de revisión debe tener pleno acceso a toda la información pertinente y la cooperación del equipo de diseño general y las agencias reguladoras involucradas en el proyecto.

#### C17.8 PRUEBAS

Los desplazamientos de diseño y las fuerzas determinadas usando el estándar asumen que las características de deformación del

El sistema de aislamiento se ha definido previamente mediante pruebas exhaustivas. Si no se dispone de datos de prueba completos para un sistema, pueden ser necesarias modificaciones importantes en el diseño de la estructura después de que se completen las pruebas. Este cambio sería el resultado de variaciones en las propiedades del sistema de aislamiento asumidas para el diseño y las obtenidas por prueba. Por lo tanto, es aconsejable que las pruebas de prototipos de los sistemas se realicen durante las primeras fases del diseño si no se dispone de suficientes datos de pruebas de prototipos de un fabricante determinado.

Los desplazamientos de diseño y las fuerzas determinadas usando el estándar se basan en la suposición de que las características de deformación del sistema de aislamiento han sido definidas previamente por calificación exhaustiva y prueba de prototipo.

Las variaciones en las propiedades del aislador se abordan mediante el uso de factores de variación de propiedades que dan cuenta de la variación esperada en las propiedades del aislador y del sistema de aislamiento a partir de los valores nominales supuestos. En la práctica, es muy probable que se hayan utilizado datos de pruebas de prototipos anteriores para desarrollar los valores nominales estimados y los factores lambda asociados utilizados en el proceso de diseño, como se describe en la Sección 17.2.8.4.

Cuando la prueba del prototipo se realiza de acuerdo con la Sección 17.8.2, sirve para validar y verificar las propiedades nominales asumidas y los factores de variación de propiedades utilizados en el diseño. Cuando no se realicen pruebas de prototipos específicas del proyecto, es posible realizar un subconjunto de las verificaciones descritas a continuación en las propiedades de prueba de la unidad aisladora y del sistema de aislamiento usando datos del programa de prueba de control de calidad, descrito en la Sección 17.8.5.

**C17.8.2.2 Secuencia y Ciclos.** La Sección 17.2.8.4 describe el método mediante el cual se establecen las propiedades mínimas y máximas del aislador para el diseño y el análisis utilizando factores de variación de propiedad o lambda ( $\lambda$ ) para tener en cuenta efectos como la tolerancia de especificación, la degradación cíclica y el envejecimiento. Por lo tanto, el análisis estructural se realiza dos veces y las demandas resultantes se envuelven para el diseño. Para los parámetros y procedimientos de diseño basados en fuerzas, este requisito es relativamente sencillo, ya que típicamente un caso u otro gobierna principalmente, pero no siempre, el límite superior. Sin embargo, para los componentes que dependen tanto de la fuerza como de la deformación, por ejemplo, los aisladores, existen dos conjuntos de valores de desplazamiento y carga axial para cada prueba requerida.

Las propiedades de límite inferior generalmente dan como resultado desplazamientos más grandes y cargas axiales más pequeñas, mientras que las propiedades de límite superior generalmente

resultan en desplazamientos más pequeños y cargas axiales más grandes. Para evitar la necesidad de realizar un conjunto completo de pruebas por duplicado para las condiciones límite inferior y superior, la Sección 17.8.2.2 requiere que los resultados se envuelvan, combinando las demandas axiales más grandes de un caso con los desplazamientos más grandes del otro.

Estrictamente, estas demandas y desplazamientos no ocurren simultáneamente, pero el proceso envolvente es conservador.

El proceso envolvente normalmente da como resultado cargas axiales de prueba que corresponden a las propiedades máximas y desplazamientos que corresponden a propiedades mínimas. Por lo tanto, los resultados de las pruebas determinados usando las demandas envolventes pueden no estar directamente relacionados con las propiedades de diseño o los resultados del análisis determinados para las propiedades máximas y mínimas por separado. Sin embargo, dado que las demandas de prueba envuelven el rango de rendimiento del proyecto, el profesional de diseño registrado puede usarlas para determinar las propiedades apropiadas para el análisis lineal y no lineal utilizando la misma filosofía que se proporciona aquí.

En la Sección 17.8.2.2 se incluyen dos protocolos de prueba alternativos. Las pruebas tradicionales de tres ciclos se conservan en el punto 2(a) para mantener la coherencia con las disposiciones anteriores. Estas pruebas se pueden realizar dinámicamente, pero a menudo se han realizado a baja velocidad de acuerdo con la capacidad de los equipos de prueba de los fabricantes. La secuencia de prueba alternativa provista en el Artículo 2(b) es más adecuada para la prueba cíclica dinámica a gran escala.

El desplazamiento de prueba del elemento (3) se ha cambiado de DD a DM, lo que refleja el enfoque de las disposiciones solo en el evento MCER. Dado que esta prueba es común a ambas secuencias de prueba 2(a) y 2(b), se vuelve importante para la determinación de propiedades. Esta es la única prueba que debe repetirse con diferentes cargas axiales cuando los aisladores también son elementos que soportan carga axial, lo que suele ser el caso. Este cambio se hizo para contrarrestar las críticas de que la secuencia de prueba total de las disposiciones anteriores representaba la entrada de energía equivalente de muchos eventos MCER consecutivos y que los programas de prueba de prototipos no podrían completarse en un tiempo razonable si se tomaba alguna disposición para el enfriamiento y la recuperación del aislador, incluido.

Por lo tanto, el programa de prueba actual refleja mejor las pruebas mínimas requeridas por el código. El RDP y/o el fabricante del aislador pueden desechar realizar pruebas adicionales para caracterizar con mayor precisión el aislador para una gama más amplia de cargas axiales y desplazamientos que los que se proporcionan aquí. Por ejemplo, esto podría incluir realizar la prueba dinámica del Artículo 2(b) con cargas axiales adicionales una vez que se complete la secuencia requerida por el código.

Los efectos del calor para algunos sistemas pueden volverse significativos y engañosos si se incluye un tiempo de enfriamiento insuficiente entre pruebas adyacentes. Como consecuencia, en la secuencia de prueba 4 solo se requieren cinco ciclos de prueba dinámica continua, ya que este es un límite de la mayoría de los equipos de prueba. Los efectos del primer ciclo o raspado observados en algunos aisladores pueden recuperarse con el tiempo, por lo que las pruebas consecutivas pueden resultar en una subestimación de estos efectos.

Consulte Constantinou et al. (2007) y Kalpakidis y Constantinou (2008) para obtener información adicional. El impacto de este comportamiento puede mitigarse basando los factores lambda cílicos en pruebas realizadas relativamente temprano en la secuencia antes de que estos efectos sean significativos.

**C17.8.2.3 Pruebas Dinámicas.** La Sección 17.8.2.3 aclara cuándo se requieren pruebas dinámicas. Muchos tipos de aisladores comunes exhiben dependencia de la velocidad, sin embargo, esta prueba puede ser costosa y solo puede ser realizada por un número limitado de instalaciones de prueba. La intención no es que se realicen pruebas dinámicas de aisladores para cada proyecto. Deben estar disponibles suficientes datos de prueba dinámicos para caracterizar el desempeño cíclico del aislador, en particular el cambio en las propiedades del aislador durante la prueba, es decir, con respecto al valor promedio de la prueba. Las pruebas dinámicas deben

por lo tanto, debe usarse para establecer los valores de  $\delta_{test}$ ,  $min\beta$  y  $\delta_{test}$ ,  $max\beta$  utilizados en la Sección 17.2.8.4, ya que estos valores generalmente se subestiman a partir de los datos de prueba de baja velocidad. Si el prototipo del proyecto o las pruebas de producción se van a realizar a bajas velocidades, estas pruebas también se utilizarán para establecer los factores que explican el efecto de la velocidad y el calentamiento en los valores promedio de prueba de  $k_{eff}$ ,  $k_d$  y  $Eloop$ . Estos factores se pueden considerar como un conjunto separado de factores de corrección de velocidad que se aplicarán a los valores promedio de la prueba, o se pueden incorporar a  $\delta_{test}$ ,  $min\beta$  y  $\delta_{test}$ ,  $max\beta$ . También es posible modificar el modelo matemático del aislador, por ejemplo, para capturar parte o la totalidad de la dependencia de la velocidad del aislador, por ejemplo, el cambio en el nivel de rendimiento del núcleo de plomo en un cojinete de caucho de plomo (LRB).

Si se llevan a cabo pruebas de prototipos específicas del proyecto, puede ser necesario ajustar la secuencia de prueba en reconocimiento de las limitaciones de capacidad del equipo de prueba, y esta noción ahora se reconoce explícitamente en la Sección 17.8.2.2. Por ejemplo, las pruebas que combinan simultáneamente la velocidad máxima y el desplazamiento máximo pueden exceder la capacidad del equipo de prueba y es posible que no reflejen las características de sacudidas del terremoto.

Es posible que se requiera un examen más detallado de los resultados del análisis para determinar la velocidad máxima esperada correspondiente a los diversos niveles de deformación de prueba y para establecer los valores apropiados para las pruebas.

Consulte Constantinou et al. (2007) para obtener información adicional.

**C17.8.2.4 Unidades Dependientes de la Carga Bilateral.** Todos los tipos de aisladores tienen dependencia de carga bilateral hasta cierto punto. Los modelos matemáticos usados en el análisis estructural pueden incluir algunas o todas las características de carga bilateral para el tipo de aislador particular bajo consideración. De lo contrario, puede ser necesario examinar los datos de prueba del prototipo para establecer el impacto en la respuesta de fuerza-deformación del aislador como resultado de las demandas de carga bilateral esperadas. Un enfoque de límite que utiliza factores lambda ( $\lambda$ ) es un método para abordar los efectos de carga bilateral que no se pueden incorporar fácilmente en el modelo matemático del aislador.

La prueba de aisladores bilaterales es compleja y solo unas pocas instalaciones de prueba son capaces de realizar estas pruebas. Por lo general, no se han realizado pruebas de carga bilaterales específicas del proyecto para los proyectos de aislamiento completados hasta la fecha. En lugar de realizar pruebas específicas del proyecto, el profesional de diseño registrado puede considerar requisitos de similitud menos restrictivos en comparación con los requeridos para los datos de prueba presentados para satisfacer la similitud de las Secciones 17.8.2.2 y 17.8.2.5. Consulte Constantinou et al. (2007) para obtener información adicional.

#### C17.8.2.5 Carga Vertical Máxima y Mínima. los

La excepción a la Sección 17.8.2.5 permite que las pruebas se realicen dos veces, una con demandas resultantes de las propiedades del límite superior y otra con las propiedades del límite inferior. Esta opción puede ser preferible para estas pruebas de aisladores realizadas en DTM ya que el aislador estará más cerca de su máxima capacidad.

**C17.8.2.7 Pruebas de unidades similares.** La Sección 17.8.2.7 ahora proporciona límites específicos relacionados con la aceptabilidad de los datos de las pruebas de aisladores similares. Se permite un rango más amplio de aceptabilidad para los datos de prueba dinámicos.

1. Los datos de prueba presentados deben demostrar la capacidad de los fabricantes para producir con éxito aisladores que sean comparables en tamaño a los prototipos del proyecto, para los parámetros dimensionales relevantes, y para probarlos bajo demandas de fuerza y desplazamiento iguales o comparables a las requeridas. Para el proyecto.
2. Se prefiere que los datos de prueba enviados sean necesarios para satisfacer al profesional de diseño registrado y la revisión del diseño.

ser para la menor cantidad posible de tipos de aisladores y programas de prueba. No obstante, puede ser necesario considerar los datos del aislador A para satisfacer un aspecto del programa de prueba del prototipo del proyecto requerido, y los datos del aislador B para otro.

3. Para tipos de pruebas más complejos, puede ser necesario aceptar una variación más amplia de la dimensión del aislador o de los requisitos de prueba que para las pruebas que establecen de manera más fundamental las características operativas nominales del aislador, p. (Sección 17.8.2.3) y dependencia de carga bilateral (Sección 17.8.2.4).
4. No se espera que el profesional de diseño registrado examine los procedimientos de control de calidad en detalle para determinar si los aisladores propuestos se fabricaron utilizando métodos y materiales suficientemente similares. Más bien, es responsabilidad del fabricante documentar las diferencias específicas, si las hay, preferiblemente a través de documentación de control de calidad rastreable y demostrar que las variaciones no son significativas.
5. En algunos casos, es posible que el fabricante no desee divulgar información patentada sobre los métodos de fabricación del aislador, los materiales o los procedimientos de control de calidad. Estas preocupaciones pueden o no ser aliviadas por acuerdos de confidencialidad u otros medios para limitar la distribución y publicación de material sensible. Independientemente, la aceptabilidad final de la información de prueba de unidades similares queda a discreción del profesional de diseño registrado y la revisión del diseño, y no del fabricante.
6. La similitud puede ser especialmente problemática en una situación de licitación competitiva, cuando la selección exitosa puede depender del éxito de un proveedor para eliminar la necesidad de fabricar y probar aisladores prototipo específicos del proyecto. Este requisito se puede abordar determinando la aceptabilidad de los datos de similitud antes de la oferta o incluyendo disposiciones de aceptación de similitud más detalladas en la documentación de la oferta que las proporcionadas en este documento.

Consulte Constantinou et al. (2007) y Shenton (1996) para obtener información adicional.

#### C17.8.3 Determinación de las características de fuerza-deflexión.

El método para determinar la rigidez efectiva del aislador y la relación de amortiguamiento efectivo se especifica en las Ecs. (17.8-1) y (17.8-2). Se proporciona una dirección explícita para el establecimiento de la rigidez efectiva y la relación de amortiguamiento efectivo para cada ciclo de prueba. También se proporciona un procedimiento para ajustar un lazo bilineal a un ciclo de prueba dado, o a un lazo de prueba promedio para determinar la rigidez posterior a la fluencia,  $k_d$ . Este proceso se puede realizar de varias maneras diferentes; sin embargo, el bucle bilineal ajustado también debe coincidir con la rigidez efectiva y la energía disipada por ciclo de la prueba. Una vez que se establece  $k_d$ , se pueden calcular otras propiedades del bucle bilineal (p. ej.,  $f_1$ ; **Siguiendo el desarrollo y la sofisticación del bucle de histéresis del aislador adoptado en el análisis, también se pueden calcular parámetros adicionales, como diferentes coeficientes de fricción, tangente valores de rigidez o propiedades de bucle trilineal.**

Estos parámetros se utilizan para desarrollar un modelo matemático de la histéresis de prueba del aislador que replica, lo más cerca posible, la respuesta de prueba observada para un ciclo de prueba dado. El modelo debe dar como resultado una coincidencia muy cercana a la rigidez efectiva y la relación de amortiguamiento efectivo y debe dar como resultado un buen ajuste visual al ciclo de histéresis con respecto a los parámetros adicionales. El modelo de bucle matemático debe, como mínimo, coincidir con el efectivo

rigidez y área de bucle de la prueba dentro del grado de variación adoptado dentro del rango  $\delta\text{spec}$ ,  $\text{min}\beta$  a  $\delta\text{spec}$ ,  $\text{max}\beta$ .

Los datos del primer ciclo (o medio ciclo) de prueba no suelen ser representativos del comportamiento del ciclo completo y, por lo general, los fabricantes los descartan durante el procesamiento de datos. Se agrega un ciclo adicional (o medio ciclo) al final para proporcionar el número requerido de ciclos de prueba de los cuales se pueden extraer datos. Sin embargo, el primer ciclo de una prueba suele ser importante al establecer las propiedades del aislador de límite superior y debe incluirse al determinar los factores  $\delta\text{test}$ ,  $\text{min}\beta$  y  $\delta\text{test}$ ,  $\text{max}\beta$ . La forma del bucle de prueba es similar a la forma de la curva de fricción de doble o triple cóncavo. Esta forma puede requerir que se consideren parámetros de histéresis diferentes a los descritos por el modelo bilineal en la figura 17.8-1. Las disposiciones permiten el uso de diferentes métodos para ajustar el bucle, como un ajuste de línea recta de  $k_d$  directamente a la curva de histéresis que se extiende a DM y luego determinar  $k_1$  para que coincida con Eloop, o una alternativa es definir  $D_y$  y  $F_y$  por ajuste visual y luego determinando  $k_d$  para que coincida con Eloop.

La rigidez efectiva y la relación de amortiguamiento efectivo se requieren en el análisis de espectro de respuesta lineal estático y lineal. Sin embargo, incluso si se realiza un análisis del historial de respuesta no lineal, estos parámetros aún se requieren para verificar los desplazamientos laterales mínimos y las fuerzas laterales requeridas de las Secciones 17.5.3 y 17.5.4, respectivamente.

**C17.8.4 Adecuación de la muestra de prueba.** Para cada tipo de aislador, la rigidez efectiva y la relación de amortiguamiento efectivo para una carga axial de prueba, desplazamiento de prueba y ciclo de prueba dados se determinan de acuerdo con la Sección 17.8.3. Para la secuencia de prueba dinámica del punto 2(a) de la sección 17.8.2.2, hay dos ciclos en cada incremento de desplazamiento de prueba; para la secuencia tradicional de baja velocidad, hay tres.

Sin embargo, como parte de un sistema de aislamiento sísmico, la carga axial en un aislador dado varía durante un solo ciclo completo de carga. Se supone que el rango de variación requerido está definido por las combinaciones de carga de prueba requeridas en la Sección 17.2.4.6, y se supone que las propiedades apropiadas para el análisis son el promedio de las propiedades en las tres cargas axiales. La prueba realizada para el Punto (3) en la Sección 17.8.2.2 es crítica para esta evaluación ya que es la prueba de tres ciclos realizada en las tres cargas axiales comunes tanto a la secuencia dinámica como a la de baja velocidad.

Además, dado que todos los aisladores deben soportar la misma carga cíclica horizontal total como parte del mismo sistema, se supone que es apropiado ensamblar las propiedades del sistema de aislamiento sísmico total utilizando la siguiente secuencia:

1. Promedie los resultados de la prueba para un aislador y un ciclo de carga dados en las tres cargas axiales de prueba. Calcule también los factores lambda de prueba correspondientes para cada tipo de aislador.
2. Sumar las propiedades totales del sistema de aislamiento para cada ciclo de carga según el número de aisladores de cada tipo.
3. Determinar los valores máximo y mínimo del total rigidez efectiva del sistema durante los tres ciclos de prueba requeridos y los valores correspondientes de la relación de amortiguamiento efectivo. Calcule también los factores lambda de prueba para el sistema de aislamiento general.

De este proceso surgen dos conjuntos de factores lambda de prueba, los aplicables a aisladores individuales determinados en (1) y los aplicables a las propiedades generales del sistema de aislamiento determinadas en (3). En general, los factores lambda de prueba para las pruebas de aisladores individuales son similares a los de cada tipo de aislador, que son similares a los del sistema de aislamiento general. Si este es el caso, puede ser

Es más conveniente simplificar los factores lambda asumidos durante el diseño para reflejar valores envolventes razonables que se aplicarán a todos los tipos de aisladores.

Sin embargo, si los factores lambda de prueba que surgen de las pruebas de prototipos específicas del proyecto difieren significativamente de los asumidos durante el diseño, puede ser útil construir las propiedades del sistema como se describe anteriormente, ya que los factores lambda de prueba inesperadamente altos para un tipo de aislador pueden compensarse mediante factores lambda de prueba para otro tipo de aislador que eran más bajos que los valores asumidos. En esta circunstancia, los resultados de la prueba del prototipo pueden considerarse aceptables, siempre que el comportamiento torsional del sistema no se vea afectado significativamente y que la conexión del aislador y los miembros adyacentes puedan adaptarse a cualquier aumento resultante en las demandas de fuerza locales.

Además, tenga en cuenta que un subconjunto de las propiedades del sistema de aislamiento se puede determinar a partir de la evaluación de calidad y las pruebas de control de calidad (producción). Esta prueba generalmente se realiza con una carga axial correspondiente a la carga axial promedio  $D \beta 0.5L$  para el tipo de aislador y con un desplazamiento igual a  $2\sqrt{3}DMP$ . Tenga en cuenta que las propiedades del aislador con valores nominales objetivo de tres ciclos estimados para que coincidan con el valor de prueba promedio en tres cargas axiales pueden no coincidir exactamente con los valores de las pruebas de producción con la carga muerta promedio.

Este resultado se observa más comúnmente con valores de relación de amortiguamiento efectivo y rigidez efectiva para aisladores basados en fricción, ya que el promedio de las tres cargas axiales de prueba requeridas en la Sección 17.8.2.2 no coincide exactamente con el presente en el aislador durante el análisis lateral (la carga sísmica). peso, típicamente  $1.0 \times$  carga muerta). En este caso, es posible que se requiera algún ajuste adicional de las propiedades. Una vez que se han establecido la rigidez efectiva de ensayo y el coeficiente de amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, estos se comparan con los valores asumidos para el diseño en la Sección 17.2.8.4, definidos por los valores nominales y los valores de  $\delta_{\text{ensayo}}$ ,  $\text{max}\beta$  y  $\delta_{\text{ensayo}}$ ,  $\text{min}\beta$ .

En la práctica, en lugar de realizar pruebas de prototipos para uso directo en el análisis, puede ser más simple usar datos de pruebas de prototipos o datos de pruebas pasadas aceptables de unidades similares (consulte la Sección 17.8.2.7) para establecer relaciones de dependencia de propiedades del aislador para cosas tales como axial carga o velocidad. Si se establecen relaciones para los parámetros aplicables del bucle de histéresis, como la fuerza de fluencia, la relación de fricción, la rigidez inicial y la rigidez posterior a la fluencia, se pueden usar para generar la rigidez efectiva y las relaciones de amortiguamiento efectivas de la unidad aisladora y del sistema de aislamiento requeridas para el proyecto a lo largo del proyecto. el rango de operación requerido.

**C17.8.5 Pruebas de Producción.** El número de unidades de aislamiento de producción a ensayar en compresión y cortante combinados es del 100%. Tanto las pruebas cuasiestáticas como las dinámicas son aceptables para todos los tipos de aisladores. Si se utiliza una prueba cuasiestática, debe haberse realizado como parte de las pruebas del prototipo. El profesional de diseño registrado (RDP) es responsable de definir en las especificaciones del proyecto el alcance del programa de prueba de control de calidad de fabricación. El RDP decide sobre el rango aceptable de variaciones en las propiedades medidas de las unidades de aislamiento de producción. Todos (100%) de los aisladores de un tipo y tamaño determinado se prueban en compresión y corte combinados, y la variación permisible de la media debe estar dentro de la tolerancia especificada en la Sección 17.2.8.4 (típicamente 10% o 15%). A los aisladores individuales se les puede permitir una variación más amplia (15% o 20%) de las propiedades nominales de diseño. Por ejemplo, se puede permitir que la media de la resistencia característica,  $Q$ , para todos los aisladores probados varíe no más del 10% del valor especificado de  $Q$ , pero se puede permitir que la resistencia característica para cualquier unidad de aislamiento individual varíe no más del 15% del valor especificado de  $Q$ .

Otro rango de desviación permisible comúnmente especificado de las propiedades especificadas es 15% para el valor medio de todas las unidades de aislamiento probadas y 20% para cualquier unidad de aislamiento individual.

La prueba combinada de compresión y corte de los aisladores revela las características más relevantes de la unidad de aislamiento completa y permite que el RDP verifique que las unidades de aislamiento de producción proporcionen un comportamiento de deflexión de carga que sea consistente con los supuestos de diseño estructural. Aunque las pruebas de deflexión de carga vertical a veces se han especificado en los programas de prueba de control de calidad, estos datos de prueba son típicamente de poco valor. Se debe considerar el costo general y los efectos del cronograma de realizar múltiples tipos de pruebas de control de calidad, y solo se deben especificar aquellas pruebas que son directamente relevantes para verificar las propiedades de diseño de las unidades de aislamiento.

Cuando no se realicen pruebas de prototipos específicas del proyecto de acuerdo con la Sección 17.8.2, el programa de pruebas de producción debe evaluar el rendimiento de cada tipo de unidad aisladora para los efectos de variación de propiedades de la Sección 17.2.8.4.

## REFERENCIAS

- Asociación Estadounidense de Funcionarios de Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO). (1990). Guía de especificaciones para el diseño de aislamiento sísmico. AASHTO, Washington, DC.
- AASHTO. (1999). Guía de especificaciones para el diseño de aislamiento sísmico. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Autopistas y Transporte, Washington, DC.
- ANSI/Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC). "Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural." ANSI/AISC 341, Chicago.
- ASCE. (2007). "Rehabilitación sísmica de edificios existentes." ASCE/SEI 41-06, ASCE, Reston, VA.
- ASTM Internacional. (2012). "Especificación estándar para apoyos elastoméricos lisos y laminados de acero para puentes". D4014. ASTM International, West Conshohocken, Pensilvania.
- Hebilla, IG, Nagarajaiah, S, Ferrel, K. (2002). "Estabilidad de los cojinetes de aislamiento elastomérico: estudio experimental". ASCE J. Estructura. Ing. 128, 3–11.
- Constantinou, MC, Kalpakidis, I., Filiaitrat, A. y Ecker Lay, RA (2011). "Procedimientos de análisis y diseño basados en LRFD para apoyos de puentes y aisladores sísmicos". Informe No. MCEER-11-0004, Centro Multidisciplinario para la Investigación de Ingeniería Sísmica, Buffalo, NY.
- Constantinou, MC, Tsopelas, P., Kasalanati, A. y Wolff, ED (1999). "Factores de modificación de propiedades para apoyos de aislamiento sísmico". MCEER-99-0012, Centro multidisciplinario para la investigación de ingeniería sísmica, Buffalo, NY.
- Constantinou, MC, Whittaker, AS, Kalpakidis, Y., Fenz, DM y Warn, GP (2007). "Rendimiento del hardware de aislamiento sísmico bajo servicio y carga sísmica". MCEER-07-0012, Centro multidisciplinario para la investigación de ingeniería sísmica, Buffalo, NY.
- Constantinou, MC, Winters, CW y Theodossiou, D. (1993). "Evaluación de procedimientos de análisis SEAOC y UBC. Parte 2: superestructura flexible". Proc., Seminario sobre Aislamiento Sísmico, Disipación Pasiva de Energía y Control Activo, Informe ATC 17-1. Consejo de Tecnología Aplicada, RedwoodCity, CA.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (1999). "Software HAZUS". Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, Washington, DC.
- FEMA. (2003). NEHRP recomendó provisiones sísmicas para nuevos edificios y otras estructuras, Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, Washington, DC.
- FEMA. (2009a). "Cuantificación de los factores de comportamiento sísmico de la construcción". P-695. Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, Washington, DC.
- FEMA. (2009b). NEHRP recomendó provisiones sísmicas para nuevos edificios y otras estructuras, Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, Washington, DC.
- FEMA. (2012). "Evaluación del desempeño sísmico de edificios". P-58. Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, Washington, DC.
- Consejo Internacional de Funcionarios de la Construcción (ICBO). (1991). Código Uniforme de Construcción, Whither, CA.
- Kalpakidis, IV y Constantinou, MC (2008). "Efectos del historial de calentamiento y carga en el comportamiento de los cojinetes de caucho de plomo", MCEER-08-0027, Centro multidisciplinario para la investigación de ingeniería sísmica, Buffalo, NY.
- Kalpakidis, IV y Constantinou, MC (2009). "Efectos del calentamiento en el comportamiento de cojinetes de plomo-caucho. Yo: Teoría." J. Estructura. Eng., 135(12), 1440–1449.
- Kalpakidis, IV, Constantinou, MC y Whittaker, AS (2010). "Modelado de la degradación de la resistencia en cojinetes de plomo y caucho bajo sacudidas sísmicas", Earthq. Ing. Estructura. Din. 39(13), 1533–1549.
- Katsaras, A. (2008). "Evaluación de los requisitos del código actual para la capacidad de restauración del desplazamiento de los sistemas de aislamiento sísmico y propuestas de revisión". Proyecto No. GOCE-CT-2003-505488, LessLoss Project cofinanciado por la Comisión Europea con 6th Framework.
- Kelly, JM y Chaloub, MS (1990). "Prueba de simulador de terremoto de un sistema combinado de aislamiento de rodamientos deslizantes y rodamientos de goma". Informe No. UCB/EERC-87/04, Universidad de California, Berkeley.
- Kelly, JM y Hodder, SB (1981). "Estudio experimental de amortiguadores de plomo y elastoméricos para sistemas de aislamiento de base". Informe No. UCB/EERC 81/16, Universidad de California, Berkeley.
- Kelly, JM y Konstantinidis, DA (2011). Historia de multicapa cojinetes de goma John Wiley and Sons, Nueva York.
- Kelly, JM, Skinner, MS, Beucke, KE (1980). "Prueba experimental de un sistema de aislamiento sísmico de absorción de energía". Informe No. UCB/EERC-80/ 35, Universidad de California, Berkeley.
- Kircher, CA, Lashkari, B., Mayes, RL y Kelly, TE (1988). "Evaluación de la respuesta no lineal en edificios sísmicamente aislados". Proc., Simposio sobre aislamiento sísmico, de choque y de vibraciones, Conferencia sobre tuberías y recipientes a presión de ASME, Nueva York.
- Masroor, A. y Mosqueda, G. (2015). "Evaluación de la probabilidad de colapso de edificios aislados en la base que consideran golpear las paredes del foso utilizando la metodología FEMA P695". Tierraq. Espectros 31(4), 2069–2086.
- McVitty, W. y Constantinou, MC (2015). "Factores de modificaciones de propiedad para aisladores sísmicos: guía de diseño para edificios". Informe MCEER N° 000-2015.
- Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST). (2011). Seleccionar y escalar los movimientos sísmicos del suelo para realizar análisis de historial de respuesta, GCR 11-917-15, Instituto Nacional de Estándares y Tecnología, Gaithersburg, MD.
- Ryan, KL, Coria, CB, Dao, ND, (2012). "Simulación de terremotos a gran escala para un sistema híbrido de aislamiento de plomo y caucho diseñado teniendo en cuenta la sismicidad nuclear". Comisión Reguladora Nuclear de EE. UU. CCEER 13-09.
- Shenton, HW, III., (1996). Directrices para las pruebas de precalificación, prototipo y control de calidad de los sistemas de aislamiento sísmico, NISTIR 5800.
- York, K. y Ryan, K. (2008). "Distribución de fuerzas laterales en edificios con aislamiento de base considerando la no linealidad del sistema de aislamiento". J. Earthq. Eng., 12, 1185–1204.
- Zayas, V., Low, S. y Mahin, S. (1987). "El sistema sismorresistente FPS." Informe No. UCB/EERC-87-01; Universidad de California, Berkeley.

## OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

- Consejo de Tecnología Aplicada. (ATC). (mil novecientos ochenta y dos). "Una investigación de la correlación entre el movimiento del suelo sísmico y el desempeño del edificio". Informe ATC 10. ATC, Redwood City, CA.
- Lashkari, B. y Kircher, CA (1993). "Evaluación de procedimientos de análisis SEAOC y UBC. Parte 1: superestructura rígida". Proc., Seminario sobre aislamiento sísmico, disipación pasiva de energía y control activo. Consejo de Tecnología Aplicada, Redwood City, CA.
- Warn, GP y Whittaker, AW (2006). "Estimaciones de rendimiento en estructuras de puentes sísmicamente aisladas". Ing. Estructura, 26, 1261–1278.
- Warn, GP y Whittaker, AS (2004). "Estimaciones de rendimiento en estructuras de puentes sísmicamente aisladas". Ing. Estructura. 26, 1261–1278.

## CAPÍTULO C18

### REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS CON SISTEMAS DE AMORTIGUACIÓN

#### C18.1 GENERALIDADES

Los requisitos de este capítulo se aplican a todos los tipos de sistemas de amortiguamiento, incluidos los dispositivos de amortiguamiento dependientes del desplazamiento de los sistemas histéricos o de fricción y los dispositivos de amortiguamiento dependientes de la velocidad de los sistemas viscosos o viscoelásticos (Soong y Dargush 1997, Constantinou et al. 1998, Hanson y Song 2001). El cumplimiento de estos requisitos pretende producir un desempeño comparable al de una estructura con un sistema convencional de resistencia a fuerzas sísmicas, pero se pueden usar los mismos métodos para lograr un desempeño mayor.

El sistema de amortiguamiento (DS) se define por separado del sistema resistente a fuerzas sísmicas (SFRS), aunque los dos sistemas pueden tener elementos comunes. Como se ilustra en la Fig. C18.1-1, el DS puede ser externo o interno a la estructura y puede no tener elementos compartidos, algunos elementos compartidos o todos los elementos en común con el SFRS. Los elementos comunes al DS y al SFRS deben diseñarse para una combinación de las cargas de los dos sistemas.

Cuando el DS y el SFRS no tienen elementos comunes, las fuerzas amortiguadoras deben ser recolectadas y transferidas a los miembros del SFRS.

#### C18.2 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

**C18.2.1 Requisitos del sistema.** Las estructuras con DS deben tener un SFRS que proporcione una ruta de carga completa. El SFRS debe cumplir con todas las limitaciones de altura, categoría de diseño sísmico y redundancia y con los requisitos detallados especificados en esta norma para el SFRS específico. El SFRS sin el sistema de amortiguamiento (como si los dispositivos de amortiguamiento estuvieran desconectados) debe diseñarse para tener no menos del 75% de la resistencia requerida para estructuras sin DS que tienen ese tipo de SFRS (y no menos del 100% si la estructura es horizontal o verticalmente irregular). Los sistemas de amortiguamiento, sin embargo, pueden usarse para cumplir con los límites de deriva (ya sea que la estructura sea regular o irregular). Tener el SFRS diseñado para un mínimo del 75 % de la resistencia requerida para estructuras sin DS brinda seguridad en caso de mal funcionamiento del sistema de amortiguación y produce un sistema compuesto con suficiente rigidez y resistencia para tener una respuesta de desplazamiento lateral controlada.

El análisis y diseño del SFRS bajo cortante base,  $V_{min}$ , a partir de las Ecs. (18.2-1) o (18.2-2) o, si se aplica la excepción, bajo el cortante base no reducido,  $V$ , debe basarse en un modelo del SFRS que excluya el sistema de amortiguamiento.

**C18.2.1.2 Sistema de Amortiguación.** El DS debe diseñarse para las fuerzas MCER reales (no reducidas) (como la fuerza máxima que se produce en los dispositivos de amortiguación) y las desviaciones. Para ciertos elementos del DS (como las conexiones o los miembros en los que se enmarcan los dispositivos de amortiguación), distintos de los dispositivos de amortiguación, se permite una fluencia limitada siempre que dicho comportamiento no afecte la amortiguación.

funcionamiento del sistema o exceder la cantidad permitida para elementos de estructuras convencionales por la norma.

Además, las acciones controladas por fuerza en elementos del DS deben considerar fuerzas sísmicas que son 1,2 veces la respuesta MCER promedio calculada . Tenga en cuenta que este aumento se aplica para cada acción de elemento, en lugar de para cada elemento. Las acciones controladas por fuerza están asociadas con modos de falla frágiles donde no se puede garantizar la capacidad de deformación inelástica. El aumento del 20 % en la fuerza sísmica de estas acciones es necesario para protegerse contra un comportamiento indeseable.

**C18.2.2 Criterios de movimiento sísmico del suelo.** Es probable que muchos proyectos que incorporen un sistema de amortiguamiento suplementario simplemente usen espectros de terremotos de diseño (DE) y MCER basados en los valores mapeados a los que se hace referencia en el Capítulo 11. Los espectros específicos del sitio siempre están permitidos y se deben usar para estructuras en Sitio Clase F.

Cuando se utiliza el análisis del historial de respuesta no lineal, los movimientos del suelo se seleccionan, escalan o combinan y aplican de acuerdo con los procedimientos del Capítulo 16, con la excepción de que se requiere un mínimo de 7 en lugar de 11 movimientos del suelo. El uso de 7 movimientos es consistente con la práctica actual para el diseño de estructuras que cumplen con el código, y 7 se considera un número adecuado para estimar la respuesta media para un nivel de riesgo determinado.

Ninguna otra disposición del Capítulo 16 se aplica a estructuras que incorporen sistemas de amortiguamiento suplementarios.

**C18.2.3 Selección de procedimiento.** El procedimiento de historial de respuesta no lineal para estructuras que incorporan sistemas de amortiguamiento suplementarios es el procedimiento preferido, y el Capítulo 18 está estructurado en consecuencia. Este método, consistente con la mayoría de las prácticas actuales, proporciona las predicciones más realistas de la respuesta sísmica del SFRS y DS combinados. Si se adopta el procedimiento de historial de respuesta no lineal, las secciones relevantes del Capítulo 18 son 18.1 a 18.6.

Sin embargo, a través de la excepción, los métodos de análisis de espectro de respuesta (RS) y fuerza lateral equivalente (ELF) se pueden usar para el diseño de estructuras con sistemas de amortiguación que cumplan con cierta configuración y otros criterios limitantes (por ejemplo, al menos dos dispositivos de amortiguación en cada piso). configurado para resistir la torsión). En tales casos, se utiliza un análisis adicional del historial de respuestas no lineales para confirmar las respuestas máximas cuando la estructura está ubicada en un sitio con S1 mayor o igual a 0,6. Los métodos de análisis de estructuras amortiguadas se basan en la caracterización estática no lineal de "empuje" de la estructura y el cálculo de la respuesta máxima utilizando la rigidez efectiva (secante) y las propiedades de amortiguamiento efectivo del primer modo (empuje) en la dirección de interés.

Estos conceptos se utilizan en el Capítulo 17 para caracterizar las propiedades de deflexión de fuerza de los sistemas de aislamiento, modificados para incorporar explícitamente los efectos de la demanda de ductilidad (respuesta posterior a la fluencia) y la respuesta de modo superior de las estructuras con amortiguadores. Similar a las estructuras convencionales, las estructuras amortiguadas generalmente

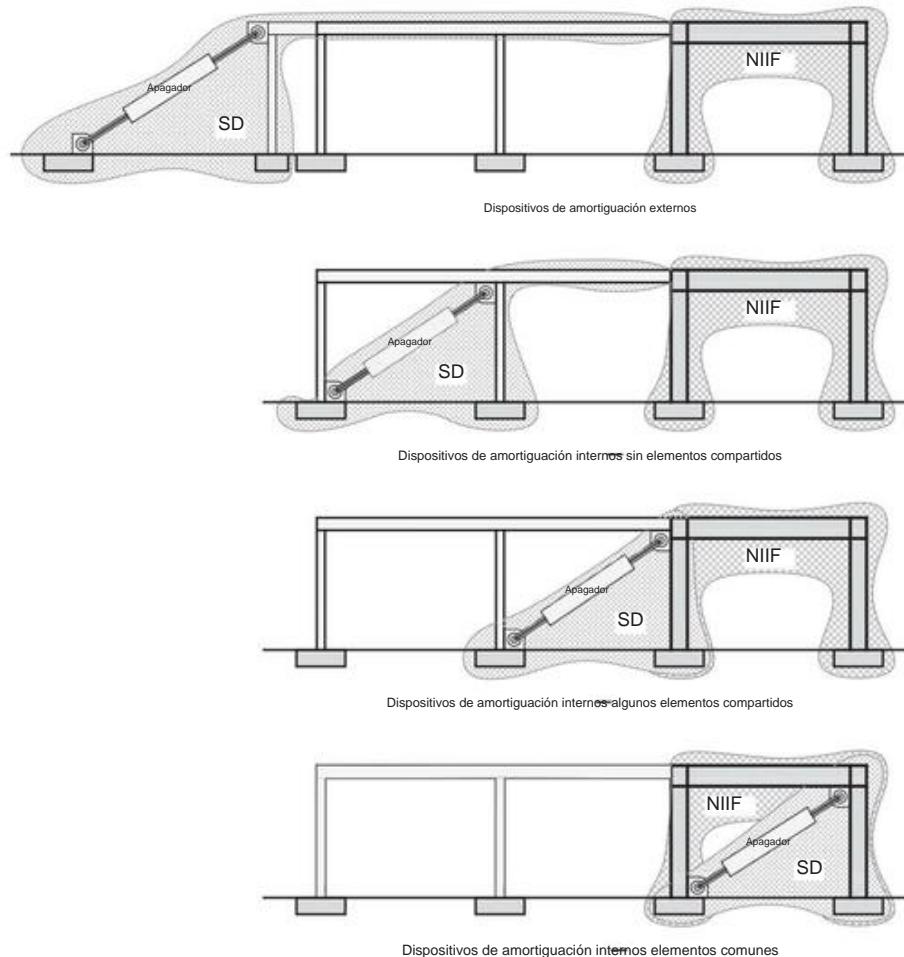


FIGURA C18.1-1 Configuraciones del sistema de amortiguamiento (DS) y del sistema de resistencia a la fuerza sísmica (SFRS)

rendimiento durante una fuerte sacudida del suelo, y su rendimiento puede verse fuertemente influenciado por la respuesta de los modos superiores.

Los procedimientos RS y ELF presentados en el Capítulo 18 tienen varias simplificaciones y límites, resumidos a continuación:

1. Una estructura de varios grados de libertad (MDOF) con un sistema de amortiguamiento se puede transformar en sistemas equivalentes de un solo grado de libertad (SDOF) utilizando procedimientos de descomposición modal. Este procedimiento supone que el mecanismo de colapso de la estructura es un mecanismo SDOF, de modo que la distribución de la deriva sobre la altura se puede estimar razonablemente utilizando la forma del primer modo u otro perfil, como un triángulo invertido. Dichos procedimientos no se aplican estrictamente ni a los edificios que ceden ni a los que no están amortiguados proporcionalmente.
2. La respuesta de un sistema SDOF inelástico se puede estimar usando propiedades lineales equivalentes y un espectro de respuesta amortiguado del 5%. Los espectros para amortiguamiento superior al 5% pueden establecerse usando coeficientes de amortiguamiento, y las fuerzas dependientes de la velocidad pueden establecerse usando la información de pseudovelocidad y modal o aplicando factores de corrección a la pseudovelocidad.
3. La respuesta no lineal de la estructura se puede representar mediante una relación histerética bilineal con rigidez postelástica cero (comportamiento elastoplástico).
4. El límite elástico de la estructura se puede estimar realizando un análisis plástico simple o utilizando el

cortante base sísmico mínimo especificado y valores de R,  $\ddot{\gamma}_0$  y Cd.

5. Es necesario considerar modos más altos en el procedimiento de fuerza lateral equivalente para capturar sus efectos en las fuerzas dependientes de la velocidad. Este requisito se refleja en el procedimiento de modo residual.

FEMA 440 (2005) presenta una revisión de los procedimientos simplificados para el análisis de estructuras cedentes. Los efectos combinados de las simplificaciones mencionadas anteriormente son reportados por Ramírez et al. (2001) y Pavlou y Constantinou (2004) basados en estudios de edificios de tres y seis pisos con sistemas de amortiguamiento diseñados por los procedimientos de la norma. Se encontró que los procedimientos RS y ELF del estándar proporcionan predicciones conservadoras de deriva y predicciones de fuerzas de amortiguación y acciones de miembros que tienen una precisión aceptable en comparación con los resultados del análisis del historial de respuesta dinámica no lineal. Cuando se diseñan de acuerdo con la norma, se espera que las estructuras con sistemas de amortiguación tengan un desempeño estructural al menos tan bueno como el de las estructuras sin sistemas de amortiguación. Pavlou y Constantinou (2006) informan que las estructuras con sistemas de amortiguamiento diseñados de acuerdo con el estándar brindan el beneficio de una respuesta reducida del sistema secundario, aunque este beneficio está restringido a los sistemas con amortiguamiento viscoso agregado.

Si se adoptan los procedimientos RS o ELF, las secciones relevantes del Capítulo 18 son las Secciones 18.1, 18.2, 18.5, 18.6 y 18.7.

C18.2.4.1 Diseño de dispositivos. Los dispositivos de amortiguación pueden operar en una variedad de principios y pueden usar materiales que afectan su desempeño a corto y largo plazo. Este comentario brinda orientación sobre el comportamiento de algunos de estos dispositivos para justificar el lenguaje en el estándar y para ayudar al ingeniero a decidir sobre los valores límite superior e inferior de las propiedades mecánicas de los dispositivos para su uso en análisis y diseño.

Los dispositivos de amortiguación que han encontrado aplicaciones o tienen potencial de aplicación pueden clasificarse de la siguiente manera:

1. Amortiguadores viscosos fluidos (o amortiguadores de aceite) que funcionan según el principio de orificios de fluido, normalmente algún tipo de aceite ([Constantinou et al. 2007](#)). Estos dispositivos suelen ser de alta ingeniería y están fabricados con precisión para que sus vínculos adecuados se conozcan dentro de un rango estrecho. Es decir, cuando se prueban los dispositivos, sus propiedades muestran una pequeña variabilidad. Un problema es el calentamiento que puede tener efectos significativos ([Makris et al. 1998](#)), que se pueden aliviar o eliminar mediante el uso de acumuladores o mediante el uso de materiales con propiedades de expansión térmica variables para que el tamaño del orificio se ajuste automáticamente con la temperatura variable.

Sin embargo, su comportamiento a largo plazo puede verse afectado por una variedad de problemas potenciales: a. Los dispositivos que utilizan acumuladores incluyen válvulas que pueden fallar con el tiempo según la calidad de la construcción y el historial de funcionamiento. No es posible saber si una válvula puede fallar y cuándo. b. El fluido se mantiene en el dispositivo mediante sellos entre el cuerpo y el pistón móvil del dispositivo, que pueden tener fugas como resultado del desgaste causado por un recorrido acumulativo excesivo o por una construcción deficiente.

Para los edificios, los viajes acumulados excesivos rara vez son un problema. Cuando los sellos tienen fugas, la salida del dispositivo se reduce, dependiendo de la reducción de la presión interna del dispositivo. Se recomienda que no se tenga en cuenta la posible fuga de aceite al establecer los valores límite inferiores de los factores de modificación de propiedades (ya que no es posible saberlo), sino que se utilice un programa de inspección y mantenimiento periódico recomendado por el fabricante para detectar problemas y corregirlos. correcciones C. Los orificios pueden tener un diámetro muy pequeño y, por lo tanto, pueden obstruirse cuando se usa aceite impuro o el aceite está contaminado por partículas de caucho utilizadas en el sellado de fluidos en dispositivos mal construidos o por partículas de metal resultantes de la corrosión interna o debido a la cavitación del aceite. cuando se utilizan materiales de mala calidad. Por lo general, no se debe usar caucho para sellar y las piezas deben roscarse en lugar de soldarse o conectarse mediante postensado. Deben preferirse los orificios de mayor diámetro.

2. Dispositivos viscoelásticos fluidos o sólidos. Estos dispositivos funcionan según el principio de cizallamiento de fluidos altamente viscosos o sólidos viscoelásticos. Estos fluidos viscosos y sólidos viscoelásticos tienen una fuerte dependencia de las propiedades de la frecuencia y la temperatura. Estos efectos deben evaluarse mediante pruebas de calificación. Su comportamiento a largo plazo está determinado por el comportamiento del fluido o sólido utilizado, y se espera que ambos se endurezcan con el tiempo. El ingeniero debe solicitar al proveedor datos sobre el envejecimiento del material en base a observaciones en tiempo real. Información basada en el envejecimiento acelerado no es útil y no debe usarse ([Constantinou et al. 2007](#)).

3. Dispositivos de fluencia metálica. Los dispositivos de acero flexible se fabrican típicamente de acero con propiedades de rendimiento que son

conocido dentro de un rango estrecho. Sin embargo, el rango de valores de la resistencia a la fluencia se puede determinar con pruebas simples de materiales. Además, se debe usar la prueba de algunos de los dispositivos para verificar la información obtenida en la prueba de cupones.

El envejecimiento es de menor preocupación porque la corrosión solo puede reducir ligeramente las propiedades geométricas de la sección. Un programa de inspección y mantenimiento debería eliminar la preocupación por el envejecimiento.

4. Dispositivos de fricción. Los dispositivos de fricción funcionan según el principio de interfaces deslizantes precargadas. Hay dos problemas con tales dispositivos: a. La precarga puede reducirse con el tiempo debido a la fluencia en los materiales de la interfaz deslizante o la disposición de precarga, o al desgaste de la interfaz deslizante cuando hay un movimiento sustancial relacionado con la carga de servicio o después de un movimiento sísmico de alta velocidad. No es posible saber cuál puede ser la precarga dentro de la vida útil de la estructura, pero la pérdida puede minimizarse cuando se utilizan pernos de alta resistencia y materiales de alta resistencia/bajo desgaste para la interfaz deslizante. B. El coeficiente de fricción en la interfaz deslizante puede cambiar sustancialmente con el tiempo. El ingeniero se dirige a Constantinou et al. ([2007](#)) para una presentación sobre la naturaleza de la fricción y el comportamiento a corto y largo plazo de algunas interfaces deslizantes. En general, se pueden obtener resultados confiables y predecibles en la fricción a largo plazo cuando la interfaz de deslizamiento consiste en un metal altamente pulido (típicamente acero inoxidable) en contacto con un material no metálico más blando que se carga a alta presión en condiciones confinadas de modo que la fluencia se completa en poco tiempo. Sin embargo, tales interfaces también dan como resultado una baja fricción (y, por lo tanto, se usan típicamente en cojinetes de aislamiento deslizante). Se remite al ingeniero al Capítulo 17 y al comentario relacionado para tales casos.

Se puede obtener una alta fricción deseable (desde el punto de vista del rendimiento) mediante el uso de interfaces deslizantes de metal con metal. Sin embargo, algunas de estas interfaces son absolutamente poco confiables porque promueven una corrosión adicional severa y nunca deben usarse ([British Standards Institution 1983](#)). Otras interfaces bimétálicas tienen tendencia a formar soluciones sólidas o compuestos intermetálicos entre sí cuando están en contacto sin movimiento. Esta tendencia conduce a la soldadura en frío (muy alta adherencia o muy alta fricción). Dichos materiales se identifican mediante tablas de compatibilidad ([Rabinowicz 1995](#)). Los gráficos originales de Rabinowicz clasificaron pares de metales como incompatibles (baja adhesión) a compatibles e idénticos (alta adhesión). Con base en esa caracterización, los metales idénticos y la mayoría de las interfaces bimétálicas deben excluirse de la consideración.

en interfaces deslizantes. Excluyendo las interfaces que incluyen plomo (demasiado suave), molibdeno, plata y oro (demasiado caras), solo las interfaces de estaño-cromo, cadmio-aluminio y cobre-cromo probablemente tengan baja adherencia. De estos, la interfase estaño-cromo tiene problemas de corrosión adicional ([British Standards Institution 1983](#)) y no debe usarse.

En consecuencia, solo las interfaces bimétálicas de cadmio-aluminio y cobre-cromo pueden ser útiles. Los materiales en estas interfaces tienen una dureza similar, por lo que se espera que los efectos relacionados con la fluencia sean importantes, lo que lleva a una mayor área de contacto real y una mayor fuerza de fricción con el tiempo ([Constantinou et al. 2007](#)). Este aumento lleva a la conclusión de que todos los bimétálicos

Las interfaces dan como resultado cambios significativos en la fuerza de fricción a lo largo del tiempo que no son posibles de predecir y, por lo tanto, no se deben usar estos tipos de interfaces.

5. Dispositivos de extrusión de plomo. Estos dispositivos funcionan según el principio de extrusión de plomo a través de un orificio. El comportamiento del dispositivo depende de la tasa de carga y la temperatura, y su salida de fuerza se reduce al aumentar los ciclos debido a los efectos del calentamiento. Estos efectos se pueden cuantificar mediante pruebas para que se puedan establecer las propiedades nominales y los factores de modificación de propiedades. La fuga de plomo durante la vida útil del dispositivo es posible durante el funcionamiento y siempre que los sellos fallen, aunque no se puede esperar que los efectos sean significativos. Las fugas se pueden prevenir mediante el uso de tecnologías de sellado comprobadas y mediante pruebas de calificación para verificar (Skinner et al. 1993).

El profesional de diseño registrado (RDP) debe definir la temperatura ambiente y el rango de temperatura de diseño. La temperatura ambiente se define como la temperatura normal en servicio del dispositivo amortiguador. Para dispositivos instalados en espacios interiores, esta temperatura puede tomarse como 70 °F y el rango de temperatura de diseño podría provenir del ingeniero mecánico del proyecto. Para dispositivos instalados expuestos a variaciones de temperatura exterior, la temperatura ambiente puede tomarse como la temperatura promedio anual en el sitio, y el rango de temperatura de diseño puede tomarse como las temperaturas mínima y máxima anuales. Dado que el rango de temperatura de diseño está vinculado implícitamente al análisis MCER a través de factores  $\bar{y}$  para la temperatura, el uso de temperaturas máximas y mínimas durante la vida útil de diseño de la estructura se considera demasiado severo.

**C18.2.4.4 Propiedades de diseño nominales.** Los fabricantes de dispositivos suelen proporcionar propiedades de diseño nominales que son razonablemente precisas según los programas de prueba de prototipos anteriores. Las propiedades nominales pueden confirmarse mediante pruebas de prototipo específicas del proyecto durante las fases de diseño o construcción del proyecto.

#### C18.2.4.5 Propiedades máximas y mínimas del amortiguador

Tolerancia de especificación en propiedades de diseño nominales. Como parte del proceso de diseño, es importante reconocer que existen variaciones en las propiedades del amortiguador de producción con respecto a las propiedades nominales. Esta diferencia es causada por la variación en la fabricación. Los valores recomendados para la tolerancia de la especificación sobre las propiedades promedio de todos los dispositivos de un tipo y tamaño determinados suelen estar en el rango del 10 % al 15 %. Para una tolerancia de especificación del 10 %, los factores  $\bar{y}$  correspondientes serían  $\bar{y}_{\text{spec;max}} = 1$  y  $\bar{y}_{\text{spec;min}} = 0.9$ . Las variaciones de las propiedades de los dispositivos individuales pueden ser mayores que la tolerancia de las propiedades promedio de todos los dispositivos de un tipo y tamaño determinados. Se recomienda consultar al fabricante del dispositivo cuando

establecer estos valores de tolerancia.

Factores de variación de propiedades ( $\bar{y}$ ) y propiedades máximas y mínimas del amortiguador. La Sección 18.2.4.5 requiere que los dispositivos se analicen y diseñen teniendo en cuenta las condiciones ambientales, incluidos los efectos del envejecimiento, la fluencia, la fatiga y las temperaturas de funcionamiento. Los factores ambientales y de envejecimiento individuales se multiplican juntos, y luego la porción del factor  $\bar{y}$  resultante ( $\bar{y}_{\text{ae}}$ ) que difiere de la unidad se reduce en 0,75 con base en la suposición de que no todos los valores ambientales y de envejecimiento máximos/mínimos ocurren simultáneamente.

Los resultados de las pruebas de prototipo también pueden indicar la necesidad de abordar el comportamiento del dispositivo en el que las propiedades probadas difieren de las propiedades nominales del diseño debido a los efectos relacionados con la prueba. Dicho comportamiento puede incluir efectos de velocidad, efectos de primer ciclo y cualquier otro efecto de prueba que provoque un comportamiento diferente al nominal.

propiedades de diseño. Este comportamiento se aborda a través de un factor  $\bar{y}$  de prueba ( $\bar{y}_{\text{test}}$ ), que es un múltiplo de todos los efectos de prueba individuales.

Los factores de especificación ( $\bar{y}_{\text{spec}}$ ), ambientales ( $\bar{y}_{\text{ae}}$ ) y de prueba ( $\bar{y}_{\text{test}}$ ) se utilizan para establecer las propiedades máximas ( $\bar{y}_{\text{max}}$ ) y mínimas ( $\bar{y}_{\text{min}}$ ) del amortiguador para cada tipo y tamaño de dispositivo para su uso en modelos matemáticos de la estructura amortiguada de acuerdo con Eqs . (18.2-3a) y (18.2-3b). Estos factores normalmente se aplican a cualquier parámetro que gobierne la representación matemática del dispositivo.

Cabe señalar que los modelos matemáticos más sofisticados explican directamente varios efectos de variación de propiedades (por ejemplo, velocidad o temperatura). Cuando se utilizan dichos modelos, el efecto acumulativo de los factores  $\bar{y}$  se reduce (se acerca a 1,0) dado que algunos de los comportamientos típicos que contribuyen a  $\bar{y}_{\text{max}}$  y  $\bar{y}_{\text{min}}$  ya están incluidos explícitamente en el modelo. Es probable que algunos efectos, como la tolerancia a la especificación y el envejecimiento, permanezcan siempre, ya que no pueden tenerse en cuenta en los modelos matemáticos.

Los datos de

ejemplo de las pruebas de prototipos, como se define en la Sección 18.6.1, se utilizan para ilustrar los factores  $\bar{y}$  y los valores máximos y mínimos que se utilizarán en el análisis y el diseño. El amortiguador viscoso fluido bajo consideración tiene la siguiente relación constitutiva de velocidad de fuerza nominal, con unidades de kips y pulgadas:

$$F = C \operatorname{sgn} \delta V p_j V_j \bar{y} = 128 \operatorname{sgn} \delta V p_j V_j \quad 0.38$$

La línea continua en la figura C18.2-1 representa la relación de desplazamiento de la fuerza nominal.

Ensayos prototípicos de amortiguador correspondiente a los siguientes se llevaron a cabo las condiciones:

- Pruebas de características fuerza-velocidad, todas realizadas a temperatura ambiente temperatura de 70°F. • 10 ciclos completos realizados en varias amplitudes.
- Pruebas de temperatura, tres ciclos completamente reversibles realizados a varias velocidades a las siguientes temperaturas: • 40 °F • 70 °F • 100 °F

Los datos de las pruebas de prototipo para cada ciclo (máximo y negativo) se muestran como puntos de datos en la figura C18.2-1.

También se muestran en la figura las variaciones del valor nominal en las relaciones fuerza-velocidad para este amortiguador. las relaciones son

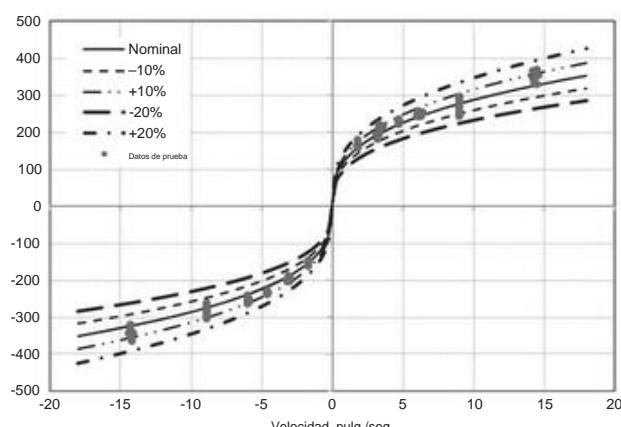


FIGURA C18.2-1 Relación fuerza-velocidad para un amortiguador viscoso no lineal

obtenido cambiando el valor de la constante del amortiguador (C). No se considera ninguna variación para el exponente de velocidad,  $\beta$ . Se muestran los siguientes diagramas:

- Un par de líneas correspondientes a la relación constitutiva nominal del amortiguador calculada con el valor C aumentado o disminuido en un 10%. Estas líneas representan los factores de  $\beta_{test}$  como se define en la Sección 18.2.5.4:  $\beta_{test,max} = 1.1$ ,  $\beta_{test,min} = 0.9$ . Para estos dispositivos en particular, la variación en las propiedades causada por el envejecimiento y los factores ambientales se toma como 5% ( $\beta_{ae,max} = 1.05$ ,  $\beta_{ae,min} = 0.95$ ), y la tolerancia de especificación se establece en 5% ( $\beta_{spec,max} = 1.05$ ,  $\beta_{spec,min} = 0.95$ ). Estos valores deben desarrollarse en conjunto con el fabricante del dispositivo en función de su historial de datos de pruebas de amortiguadores de producción y su experiencia con el envejecimiento y otros efectos ambientales. Usando estos valores en las Ecs. (18.2-3a) y (18.2-3b) dan como resultado  $\beta_{max} = 1.20$  y  $\beta_{min} = 0.82$ . Estos valores satisfacen los requisitos de variación mínima de la Sección 18.2.4.5. Se redondean a  $\beta_{max} = 1.2$  y  $\beta_{min} = 0.8$ .
- Un par de líneas correspondientes a los valores de  $\beta$  máximos y mínimos acumulativos (considerando pruebas, tolerancia de especificación y otros factores enumerados en la Sección 18.2.4.5) calculados con el valor C nominal aumentado o disminuido en un 20%.

Para este ejemplo, el análisis con propiedades de amortiguación mínimas y máximas debe realizarse utilizando el 80 % y el 120 % del valor nominal de C, respectivamente. El análisis con propiedades de amortiguación máximas generalmente produce fuerzas de amortiguación más grandes para usar en el diseño de miembros y conexiones, mientras que el análisis con propiedades de amortiguación mínimas generalmente produce una disipación de energía total menor y, por lo tanto, derivas más grandes.

**C18.2.4.6 Redundancia del Sistema de Amortiguación.** Esta disposición tiene por objeto desalentar el uso de sistemas de amortiguamiento con baja redundancia en cualquier piso. Deben proporcionarse al menos cuatro dispositivos de amortiguación en cada dirección principal, con al menos dos dispositivos en cada dirección a cada lado del centro de rigidez para controlar la respuesta torsional. En los casos en que exista una baja redundancia del sistema de amortiguamiento según esta definición, todos los dispositivos de amortiguamiento en todos los pisos deben ser capaces de soportar mayores desplazamientos (con fuerzas asociadas) y mayores velocidades (con desplazamientos y fuerzas asociados) en relación con un sistema con redundancia adecuada. La sanción es del 130%.

### C18.3 PROCEDIMIENTO DE HISTORIAL DE RESPUESTA NO LINEAL

Aquellos elementos del SFRS y del DS que respondan esencialmente elásticamente en MCER (basado en un límite de 1.5 veces la fuerza esperada calculada usando  $\beta=1$ ) pueden ser modelados elásticamente. Los parámetros de modelado y los criterios de aceptación provistos en ASCE 41, con un objetivo de desempeño definido en la Tabla 2.2, como se modificó en este capítulo, se consideran satisfactorios para cumplir con los requisitos de esta sección.

El hardware de todos los dispositivos de amortiguación (por ejemplo, el cilindro de un dispositivo tipo pistón) y las conexiones entre los dispositivos de amortiguación y el resto de la estructura deben permanecer elásticos en MCER (ver Sección 18.2.1.2). El comportamiento no lineal de todos los demás elementos tanto del SFRS como del DS debe modelarse en base a los datos de ensayo, que no deben extrapolarse más allá de las deformaciones ensayadas. Debe incluirse la degradación de la resistencia y la rigidez si se indica tal comportamiento. Sin embargo, el sistema de amortiguación no debe volverse no lineal hasta el punto de que su función se vea afectada.

Tabla C18.3-1 Casos de análisis para establecer factores de amplificación

Caso	Propiedades del amortiguador	Excentricidad Accidental
I	Mínimo	No
IIa	Mínimo	Sí, dirección X
IIb	Mínimo	Sí, dirección Y

El análisis del historial de respuesta no lineal (NRHA) se realiza tanto en el terremoto de diseño (DE) como en los niveles de MCER. La excentricidad accidental se incluye en MCER pero no necesita incluirse en el nivel DE, ya que las verificaciones de diseño SFRS de la Sección 18.2.1.1 incluyen la excentricidad accidental. Sin embargo, los resultados del NRHA en DE usando un modelo de SFRS y DS combinados deben usarse para volver a verificar todos los elementos del SFRS, ya que las verificaciones de la Sección 18.2.1.1 se realizan usando una representación de la estructura excluyendo el sistema de amortiguamiento. Este requisito se define en la Sección 18.4.1. El sistema de amortiguamiento se diseña y evalúa con base en los resultados de los análisis MCER, como se define en la Sección 18.4.2.

Para sitios clasificados como cercanos a la falla, se deben aplicar pares individuales de componentes de movimiento horizontal del suelo al modelo para reflejar las direcciones de falla normal y paralela a la falla. Para todos los demás sitios, cada par de componentes de movimiento horizontal del suelo debe aplicarse al edificio en orientaciones ortogonales de modo que la media de los espectros de respuesta de los componentes para los registros aplicados en cada dirección sea aproximadamente igual (cerca del 10 %) a la media de los espectros de respuesta del componente de todos los registros aplicados para el rango de período especificado en la Sección 18.2.2.2. El revisor de diseño sería el juez de lo que constituye "aproximadamente igual".

**C18.3.2 Excentricidad de masa accidental.** Para evitar la necesidad de realizar una gran cantidad de análisis de historial de respuesta no lineal que incluyen los conjuntos de movimientos del suelo, las propiedades de los amortiguadores de límite superior e inferior y cinco o más ubicaciones del centro de masa, la excepción en esta disposición permite el Los resultados del análisis del centro de masa se escalarán y se utilizarán para tener en cuenta los efectos de la excentricidad de la masa en diferentes cuadrantes del edificio.

El siguiente es un método sugerido para desarrollar factores de amplificación apropiados para deformaciones y fuerzas para usar con NRHA de centro de masa para tener en cuenta los efectos de la excentricidad accidental. El uso de otros factores de amplificación desarrollados razonablemente está permitido y fomentado dado que el desplazamiento artificial del centro de masa cambia las características dinámicas de la estructura analizada y puede conducir a la paradoja de una respuesta torsional reducida con una excentricidad accidental creciente (Basu et al., 2012). [otros 2014](#).

Las direcciones más críticas para mover el centro de masa calculado son tales que la excentricidad accidental se suma a la excentricidad inherente en cada dirección orthogonal en cada nivel. Para cada una de estas dos posiciones de masa excéntrica, y con propiedades de amortiguación mínimas, se debe ejecutar el conjunto de NRHA y procesar los resultados de acuerdo con la Sección 18.3.3. Los casos de análisis se definen en la Tabla C18.3-1.

Los resultados de los Casos IIa y IIb se comparan a su vez con los del Caso I. Se calculan los siguientes factores de amplificación (relación entre la respuesta del Caso IIa o IIb y la respuesta del Caso I):

- La amplificación para la deriva de piso en la estructura en la ubicación del plan con la deriva más alta, envuelta en todos los pisos;
- La amplificación de las fuerzas cortantes de la línea de pórtico en cada piso para el pórtico sujeto a la deriva máxima.

El mayor de los dos escalares resultantes de la deriva debe usarse como amplificador de deformación, y el mayor de los dos escalares resultantes de la fuerza debe usarse como amplificador de fuerza. Una vez establecidos los factores de amplificación, los efectos de la excentricidad accidental deben considerarse de la siguiente manera.

El procedimiento NRHA debe ejecutarse solo para el caso de excentricidad de masa inherente, considerando las propiedades máximas y mínimas del amortiguador. Para cada variación de la propiedad del amortiguador, las cantidades de respuesta deben calcularse de acuerdo con la Sección 18.3.3.

El amplificador de deformación debe aumentar todas las cantidades de respuesta de deformación resultantes, y el amplificador de fuerza debe aumentar todas las cantidades de fuerza resultantes antes de utilizarlas para la evaluación o el diseño.

#### C18.4 CONDICIONES DE CARGA SÍSMICA Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA NO LINEALES PROCEDIMIENTO DE HISTORIAL DE RESPUESTA

**C18.4.1 Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas.** Todos los elementos del SFRS se verifican bajo dos condiciones. Primero, el SFRS (excluyendo el sistema de amortiguamiento) se verifica bajo los requisitos mínimos de cortante base de la Sección 18.2.1.1. En segundo lugar, las demandas de la NRHA en DE (con un modelo combinado de SFRS y DS) deben usarse para volver a verificar todos los elementos de la SFRS.

Hay tres valores límite para las relaciones de deriva calculadas analíticamente en MCER. La Tabla 12.12-1 enumera las derivas permitidas para las estructuras. Estas relaciones de deriva limitantes se verifican con las demandas de relación de deriva calculadas a partir del procedimiento de código. Dado que el diseño del código es una intensidad de DE implícita, las relaciones de deriva en la tabla también están destinadas a usarse en el análisis realizado a este nivel.

1. Límite del 3 %: para las estructuras más comunes, la relación de deriva permitida de DE ( $\dot{\gamma}a=h$ ) es del 2 %. Debido a que, en la mayoría de los casos, la relación entre la intensidad de MCER y DE es de 1,5, entonces la relación de deriva permitida en MCER se convierte en 3 % ( $1,5 \times 2\%$ ). 2. Factor 1.9: Cuando se utiliza el análisis NRHA, el código (Sección 16.2.4.3 de ASCE 7-10) permite que las relaciones de deriva DE DE calculadas a partir del análisis se limiten al 125 % de los límites de relación de deriva DE de la Tabla 12.12-1. Por lo tanto, las relaciones de deriva de MCER están limitadas a 1,9 (aproximadamente igual a  $1,5 \times 1,25$ ) de los límites de la Tabla 12.12-1.

3. 1.5 R=Cd factor: Las deflexiones  $\dot{\gamma}x$  de la Eq. (12.8-15) se calculan amplificando las desviaciones calculadas a partir del análisis por el factor de amplificación de deflexión (Cd). Las deflexiones elásticas utilizadas en el Capítulo 12 se calculan a intensidad DE mediante análisis elástico con fuerzas que se reducen por el factor de modificación de respuesta, R.

Por lo tanto, con el fin de comparar las relaciones de deriva calculadas a partir de NRHA con la Tabla 12.12-1, las entradas de la tabla deben modificarse por el factor R=Cd para la comparación a nivel de DE. Por lo tanto, las relaciones de deriva permisibles en MCER corresponden a  $1.5R=Cd$  de entradas de la tabla.

Ejemplo: pórticos resistentes a momentos especiales de acero de cinco pisos en riesgo Categoría I o II

- Relación de deriva permitida de la Tabla 12.12-1 = 2%. • La relación de deriva permisible para estructuras con amortiguadores que usan NRHA sería la más pequeña de • 3 %, •  $1,9 \times 2\% = 3,8\%$  y •  $1,5 \times 0.8 = 5,5\%$  •  $2\% = 4,4\%$ .

- 3% controles. Por lo tanto, todas las relaciones de deriva calculadas de NRHA deben ser 3% o menos en MCER.

#### C18.5 REVISIÓN DEL DISEÑO

La revisión de diseño independiente de muchas estructuras que incorporan amortiguamiento suplementario puede ser realizada adecuadamente por un profesional de diseño registrado y con la experiencia adecuada.

Sin embargo, para proyectos que involucren estructuras significativas o críticas, se recomienda utilizar un panel de revisión de diseño compuesto por dos o tres profesionales del diseño registrados y con la experiencia adecuada.

#### C18.6 PRUEBAS

**C18.6.1.2 Secuencia y Ciclos de Pruebas.** El uso de  $1=\delta 1.5T1\beta$  como la frecuencia de prueba se basa en un ablandamiento de la combinación de SFRS y DS asociado con una ductilidad del sistema de aproximadamente 2. La prueba 2 (d) en la Sección 18.6.1.2 asegura que el amortiguador prototípico se prueba en la fuerza máxima del análisis.

Cabe señalar que los dispositivos dependientes de la velocidad (por ejemplo, los dispositivos caracterizados por  $F = C\dot{\gamma}$ ) no están destinados a la prueba como ~~dispositivos de alta intensidad~~ según el punto 4 de esta sección.

**C18.6.1.3 Prueba de dispositivos similares.** Para que los datos de pruebas de prototipos existentes se utilicen para satisfacer el requisito de la Sección 18.6.1, se deben cumplir las condiciones de esta disposición. Es imperativo que se utilicen procedimientos de control de calidad y fabricación idénticos para el prototipo preexistente y los dispositivos de amortiguación de producción específicos del proyecto.

Las interpretaciones precisas de "características dimensionales similares, construcción interna y presiones internas estáticas y dinámicas" y "fuerzas y carreras máximas similares" se dejan al RDP y al equipo de revisión de diseño. Sin embargo, las variaciones en estas características del dispositivo prototípico preexistente más allá de aproximadamente el 20 % de los valores específicos del proyecto correspondiente deben ser motivo de preocupación.

**C18.6.1.4 Determinación de las características de fuerza-velocidad-desplazamiento.** Al determinar las propiedades nominales (elemento 2) de los dispositivos de amortiguación cuyas propiedades de prueba del primer ciclo difieren significativamente de las propiedades promedio de los primeros tres ciclos, se puede agregar un ciclo adicional a la prueba y las propiedades nominales se pueden determinar a partir del valor promedio, utilizando datos del segundo al cuarto ciclo. En este caso, el efecto de las propiedades del primer ciclo debe abordarse explícitamente e incluirse en el factor  $\dot{\gamma}_{max}$ . Debe notarse que si la metodología de variación de propiedades de las Secciones 18.2.4.4 y 18.2.4.5 se aplica consistentemente, las propiedades de diseño máximas y mínimas (Ecs. (18.2-4a) y (18.2-4b)) serán idénticas, independientemente de si las propiedades nominales se toman del promedio de los ciclos 1 a 3 o de los ciclos 2 a 4.

**C18.6.2 Pruebas de Producción.** El profesional de diseño registrado es responsable de definir en las especificaciones del proyecto el alcance del programa de prueba del amortiguador de producción, incluida la variación permisible en las propiedades promedio medidas de los dispositivos de amortiguación de producción. El profesional de diseño registrado debe decidir sobre la variación aceptable de las propiedades del amortiguador proyecto por proyecto. Este rango debe estar de acuerdo con la tolerancia de especificación de la Sección 18.2.4.5. El estándar requiere que todos los dispositivos de producción de un tipo y tamaño determinado sean probados.

A los dispositivos individuales se les puede permitir una variación más amplia (típicamente 15% o 20%) de las propiedades de diseño nominales. Por ejemplo, la  $\dot{\gamma}_{max}$  en un dispositivo caracterizado por  $F = C\dot{\gamma}$ , media de la fuerza.  $C\dot{\gamma}$  a una velocidad específica para todos los dispositivos probados, se puede permitir que varíe no más del 10% del valor de fuerza especificado, pero se puede permitir que la fuerza a una velocidad específica para cualquier dispositivo individual varíe, variar no más del 15% de la fuerza especificada.

La prueba cíclica dinámica de producción es idéntica (excepto por tres contra cinco ciclos) a una de las pruebas de prototipo de la Sección 18.6.1.2, de modo que es posible la comparación directa de las propiedades del amortiguador de producción y del prototipo.

La excepción está destinada a cubrir aquellos dispositivos que se someterían a fluencia o se dañarían de otra manera bajo el régimen de prueba de producción. La intención es que los dispositivos de tipo pistón se prueben al 100 % en producción, ya que no se puede demostrar que sus propiedades cumplan con los requisitos de las especificaciones del proyecto sin pruebas. Para otros tipos de dispositivos amortiguadores, cuyas propiedades pueden demostrarse por otros medios que cumplen con las especificaciones del proyecto (por ejemplo, a través de pruebas de materiales y un programa de control de calidad de fabricación), la prueba cíclica dinámica del 100% de los dispositivos es no requerido. Sin embargo, en este caso, el RDP debe establecer un programa de prueba de producción alternativo para garantizar la calidad de los dispositivos de producción. Un programa de este tipo normalmente se centraría en cosas tales como procedimientos de control de calidad de fabricación (idénticos entre prototipos y dispositivos de producción), pruebas de materiales de muestras de una serie de producción, procedimientos de soldadura y control dimensional. Al menos un dispositivo de producción debe probarse a 0,67 veces la carrera MCER a una frecuencia igual a  $1=0.15T_1P$ , a menos que el programa completo de prueba del prototipo específico del proyecto se haya realizado en un dispositivo idéntico. Si dicha prueba da como resultado un comportamiento inelástico en el dispositivo, o si el dispositivo está dañado de otra manera, ese dispositivo no puede usarse para la construcción.

#### C18.7 PROCEDIMIENTOS ALTERNOS Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN CORRESPONDIENTES

Esta sección se aplica solo a aquellos casos en los que se adopte el procedimiento RS o ELF.

##### C18.7.1 Procedimiento de espectro de respuesta y C18.7.2 Procedimiento de fuerza lateral equivalente

**Amortiguación efectiva.** En la norma, la respuesta reducida de una estructura con sistema de amortiguamiento se caracteriza por el coeficiente de amortiguamiento,  $B$ , basado en el amortiguamiento efectivo,  $\beta$ , del modo de interés. Este enfoque es el mismo que el utilizado para estructuras aisladas. Al igual que el aislamiento, el amortiguamiento efectivo del modo fundamental de una estructura amortiguada se basa en las propiedades de deflexión de la fuerza no lineal de la estructura. Para su uso con métodos de análisis lineal, las propiedades no lineales de la estructura se deducen del factor de sobrerresistencia,  $\gamma_0$  y otros términos.

La figura C18.7-1 ilustra la reducción en la respuesta sísmica de diseño del modo fundamental causada por el aumento del amortiguamiento efectivo (representado por el coeficiente  $B_{1D}$ ). La curva de capacidad es un gráfico del comportamiento no lineal del modo fundamental en coordenadas espectrales de aceleración-desplazamiento. La reducción causada por el amortiguamiento se aplica en el período efectivo del modo fundamental de vibración (basado en la rigidez secante).

En general, la amortiguación efectiva es una combinación de tres componentes:

1. Amortiguamiento inherente ( $\beta_i$ ): amortiguamiento inherente de la estructura en o justo por debajo de la fluencia, excluyendo el amortiguamiento viscoso agregado (normalmente se supone que es del 2% al 5% del crítico para sistemas estructurales sin amortiguadores).
2. Amortiguamiento histerético ( $\beta_H$ ): amortiguamiento histerético posterior a la fluencia del sistema de resistencia a la fuerza sísmica y los elementos del sistema de amortiguación en la amplitud de interés (tomada como 0 % de la crítica en o por debajo de la fluencia).
3. Amortiguación viscosa agregada ( $\beta_V$ ): el componente viscoso del sistema de amortiguación (tomado como 0 % para sistemas de amortiguación basados en histéresis o fricción).

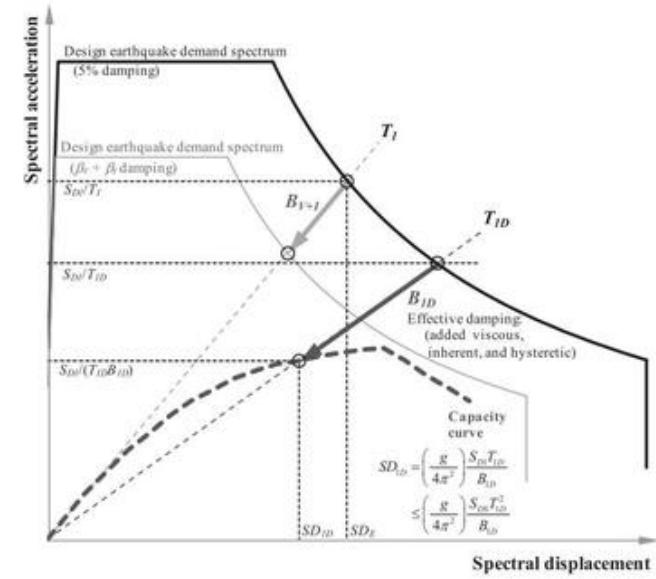


FIGURA C18.7-1 Amortiguamiento efectivo Reducción de la demanda de diseño

Tanto el amortiguamiento histerético como el amortiguamiento viscoso agregado dependen de la amplitud, y las contribuciones relativas al amortiguamiento efectivo total cambian con la cantidad de respuesta posterior a la fluencia de la estructura. Por ejemplo, agregar amortiguadores a una estructura disminuye el desplazamiento posterior a la fluencia de la estructura y, por lo tanto, disminuye la cantidad de amortiguamiento histerético proporcionado por el sistema de resistencia a la fuerza sísmica. Si los desplazamientos se reducen hasta el punto de fluencia, el componente histerético del amortiguamiento efectivo es cero y el amortiguamiento efectivo es igual al amortiguamiento inherente más el amortiguamiento viscoso agregado. Si no hay un sistema de amortiguamiento (como en una estructura convencional), el amortiguamiento efectivo simplemente es igual al amortiguamiento inherente.

**Métodos de análisis lineal.** La sección especifica los desplazamientos, velocidades y fuerzas del terremoto de diseño en términos de la aceleración espectral del terremoto de diseño y las propiedades modales. Para el análisis de fuerza lateral equivalente (ELF), la respuesta se define mediante dos modos: el modo fundamental y el modo residual. Los

el modo residual se utiliza para aproximar los efectos combinados de los modos superiores. Aunque por lo general tienen una importancia secundaria para la deriva del piso, los modos superiores pueden contribuir de manera significativa a la velocidad del piso y, por lo tanto, son importantes para el diseño de dispositivos de amortiguación dependientes de la velocidad. Para el análisis del espectro de respuesta, los modos superiores se evalúan explícitamente.

Tanto para el ELF como para los procedimientos de análisis del espectro de respuesta, la respuesta en el modo fundamental en la dirección de interés se basa en las propiedades no lineales supuestas (empuje) de la estructura. Las propiedades no lineales (empuje), expresadas en términos de cortante base y desplazamiento del techo, están relacionadas con la capacidad de construcción, expresada en términos de coordenadas espectrales, utilizando la participación de masa y otros factores de modo fundamental que se muestran en la figura C18.7-2. Los conceptos y factores de conversión que se muestran en la Fig. C18.7-2 son los mismos que se definen en el Capítulo 9 de ASCE/SEI 41 (2014), que aborda la rehabilitación sísmica de una estructura con dispositivos de amortiguación.

Cuando se utilizan métodos de análisis lineal, no se conoce la forma de la curva de empuje del modo fundamental, por lo que se supone una forma elastoplástica idealizada, como se muestra en la figura C18.7-3. La curva pushover idealizada pretende compartir un punto común con la curva pushover real en el desplazamiento sísmico de diseño, D1D. La curva idealizada permite la definición de la global

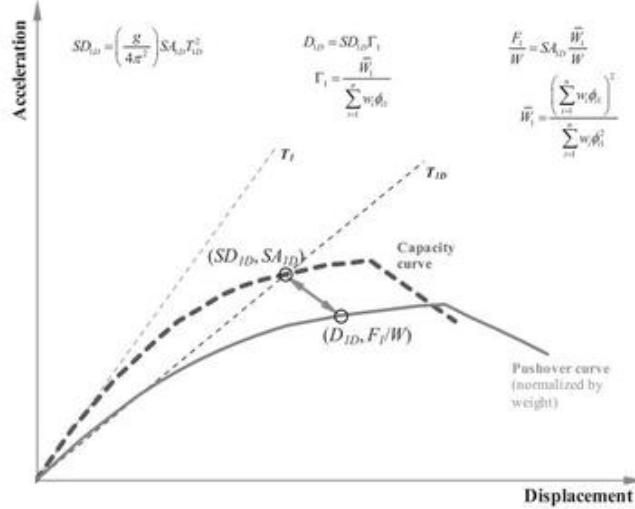


FIGURA C18.7-2 Curvas pushover y de capacidad

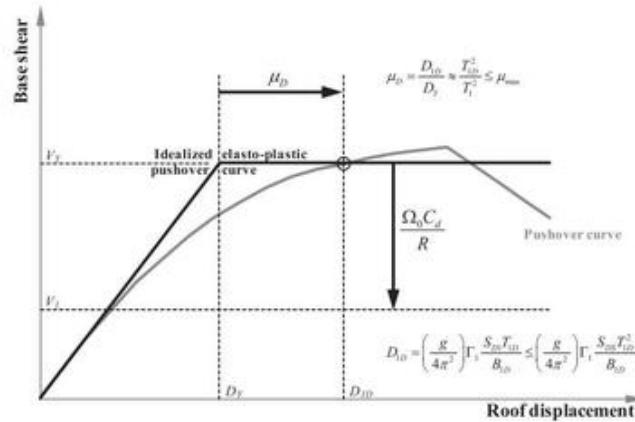


FIGURA C18.7-3 Curvas pushover y de capacidad

demanda de ductilidad causada por el sismo de diseño,  $\dot{\gamma}D$ , como la relación entre el desplazamiento de diseño,  $D_{ID}$ , y el desplazamiento de rendimiento,  $D_Y$ . Este factor de ductilidad se utiliza para calcular varios factores de diseño; eso no debe exceder la capacidad de ductilidad del sistema resistente a la fuerza sísmica,  $\dot{\gamma}_{max}$ , que se calcula usando factores para respuesta estructural convencional. Ejemplos de diseño usando lineal Se han desarrollado y encontrado métodos de análisis para comparar bien con los resultados del análisis de la historia del tiempo no lineal (Ramírez et al. 2001).

Los elementos del sistema de amortiguamiento están diseñados para fuerzas sísmicas de diseño de modo fundamental correspondientes a un cortante base valor de  $VY$  (excepto que los dispositivos de amortiguación están diseñados y los prototipos se prueban para determinar la respuesta sísmica máxima considerada). Los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas son diseñado para cortante basal en modo fundamental reducido,  $V1$ , donde la reducción de la fuerza se basa en la sobreresistencia del sistema (representada por  $\dot{\gamma}0$ ), multiplicado por  $Cd=R$  para el análisis elástico (donde se desconoce la fuerza de empuje). Reducción usando la razón  $Cd=R$  es necesario porque el estándar proporciona valores de  $Cd$  que son menores que los de  $R$ . Donde los dos parámetros tienen igual valor y la estructura es 5% amortiguada bajo elástico condiciones, no es necesario ningún ajuste. Porque el análisis metodología se basa en el cálculo de las derivas reales de la historia y desplazamientos del dispositivo amortiguador (en lugar de los desplazamientos

Tabla C18.7-1 Valores del coeficiente de amortiguamiento, B

Eficaz Mojadura, $\dot{\gamma}$ (%)	Tabla 17.5-1 de ASCE/SEI 7 (2010), AASHTO (2010), CBC (2013), aislado sismicamente estructuras	Tabla 18.6-1 de ASCE/SEI 7 (2010) (estructuras con sistemas de amortiguación)	FEMA 440 (2005)	Eurocódigo 8 (2005)
2	0,8 1,0	0,8 1,0	0,8	0,8 1,0
5	1,2	1,2	1,2	1,2
10	1,5	1,5	1,5	1,6
20	1,7	1,8	1,8	1,9
30	1,9	2,1	2,1	2,1
40 50	2,0	2,4	2,4	2,3

calculado para condiciones elásticas al cortante base reducido y luego multiplicado por  $Cd$ , se necesita un ajuste. porque real se calculan los desvíos de pisos, los límites de desvío de pisos permisibles de Tabla 12.12-1 se multiplican por  $R=Cd$  antes de su uso.

### C18.7.3 Modificación de respuesta amortiguada

**C18.7.3.1 Coeficiente de amortiguamiento.** Valores de la amortiguación coeficiente,  $B$ , en la Tabla 18.7-1 para el diseño de estructuras amortiguadas son los mismos que los de la Tabla 17.5-1 para estructuras aisladas

a niveles de amortiguación de hasta el 20 %, pero se extiende a una mayor amortiguación niveles basados en los resultados presentados en Ramírez et al. (2001).

La Tabla C18.7-1 compara los valores del coeficiente de amortiguamiento como que se encuentran en la norma y en varios documentos y códigos de recursos.

FEMA 440 (2005) y Eurocode 8 (2005) presentan ecuaciones para el coeficiente de amortiguamiento,  $B$ , mientras que los otros documentos presentan valores de  $B$  en formato tabular.

La ecuación en FEMA 440 es

$$B = \frac{4}{5.6 \dot{\gamma} \ln 100 \dot{\gamma} p}$$

La ecuación del Eurocódigo 8 (2005) es

$$B = \frac{0,05 + \dot{\gamma}}{0,10 \text{ euros}}$$

**C18.7.3.2 Amortiguamiento efectivo.** El amortiguamiento efectivo es calculado asumiendo que el sistema estructural exhibe comportamiento histerético perfectamente bilineal caracterizado por la demanda de ductilidad efectiva,  $\dot{\gamma}$ , como se describe en Ramírez et al. (2001). La amortiguación efectiva se ajusta mediante el ciclo de histéresis factor de ajuste,  $qH$ , que es el área real de la histéresis bucle dividido por el área del supuesto perfectamente bilineal bucle histerético. En general, los valores de este factor son inferiores a unidad. En Ramírez et al. (2001), expresiones para este factor (que llaman factor de calidad) son demasiado complejas para servir como un simple regla. ecuación (18.7-49) proporciona una estimación sencilla de este factor. los ecuación predice correctamente la tendencia en la aceleración constante dominio del espectro de respuesta, y se cree que es conservador para estructuras flexibles.

**C18.7.4 Condiciones de carga sísmica y criterios de aceptación para procedimientos RSA y ELF**

#### C18.7.4.5 Condiciones de carga sísmica y combinación de

**Respuestas Modales.** Fuerzas sísmicas de diseño en elementos de la sistema de amortiguamiento se calculan en tres etapas distintas: máximo desplazamiento, velocidad máxima y aceleración máxima.

Las tres etapas deben verificarse para estructuras con sistemas de amortiguamiento dependientes de la velocidad. Para los sistemas de amortiguamiento dependientes del desplazamiento, la primera y la tercera etapa son idénticas, mientras que la segunda etapa es intrascendente.

Los coeficientes de fuerza CmFD y CmFV se utilizan para combinar los efectos de las fuerzas calculadas en las etapas de desplazamiento máximo y velocidad máxima para obtener las fuerzas en la aceleración máxima. Los coeficientes se presentan en forma tabular con base en las expresiones analíticas presentadas en Ramírez et al. (2001) y dan cuenta del comportamiento viscoso no lineal y estructural inelástica

comportamiento del sistema.

## REFERENCIAS

- Asociación Estadounidense de Funcionarios de Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO). (2010). Guía de especificaciones para el diseño de aislamiento sísmico, Washington, DC.
- ASCE/SEI. (2014). "Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes". ASCE/SEI 41-13, Reston, VA.
- Basu, D., Constantinou, MC y Whittaker, AS (2014). "Una excentricidad accidental equivalente para tener en cuenta los efectos del movimiento de torsión del suelo en las estructuras". Ing. Struct., 69, 1–11.
- Institución de estándares británicos. (1983). Comentario sobre la corrosión en bimetálica contactos y su alivio, PD6484:1979, Londres.
- Comisión de Normas de Construcción de California (CBC). (2013). Código de construcción de California, Sacramento, CA.
- Constantinou, MC, Soong, TT y Dargush, GF (1998). Sistemas pasivos de disipación de energía para diseño estructural y modernización, Monografía 1, Centro multidisciplinario para la investigación de ingeniería sísmica, Universidad de Buffalo, Universidad Estatal de Nueva York, Buffalo.
- Constantinou, MC, Whittaker, AS, Kalpakidis, Y., Fenz, DM y Warn, GP (2007). "Rendimiento del hardware de aislamiento sísmico bajo servicio y carga sísmica". Informe No. MCEER-07-0012, Centro Multidisciplinario para la Investigación de Ingeniería Sísmica, Buffalo, NY.
- Comité Europeo de Normalización (Eurocódigo 8). (2005). "Diseño de estructuras para sismorresistencia. Parte 2: Puentes". Eurocódigo 8, Comité Europeo de Normalización.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (2005). "Mejora de los procedimientos de análisis sísmico estático no lineal". FEMA 440, FEMA, Washington, DC.
- Hanson, RD y Soong, TT (2001). "Diseño sísmico con dispositivos de disipación de energía suplementarios". MNO-8, Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica, Oakland, CA.
- Makris, N., Roussos, Y., Whittaker, AS y Kelly, JM (1998). "Calentamiento viscoso de amortiguadores de fluidos. I: Movimientos de gran amplitud." J. Ing. Mec., 124(11), 1217–1223.
- Pavlou, E. y Constantinou, MC (2004). "Respuesta de estructuras elásticas e inelásticas con sistemas de amortiguamiento a movimientos de tierra de campo cercano y suelo blando". Ing. Estructura, 26, 1217–1230.
- Pavlou, E. y Constantinou, MC (2006). "Respuesta de componentes no estructurales en estructuras con sistemas de amortiguamiento". J. Estructura. Ing., 132(7), 1108–1117.
- Rabinowicz, E. (1995). Fricción y desgaste de materiales, John Wiley & Sons, Nueva York.
- Ramírez, OM, Constantinou, MC, Kircher, CA, Whittaker, A., Johnson, M., Gómez, JD, et al. (2001). "Desarrollo y evaluación de procedimientos simplificados de análisis y diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía". Informe técnico MCEER-00-0010, Revisión 1, Centro multidisciplinario para la investigación de ingeniería sísmica, Universidad de Buffalo, Universidad Estatal de Nueva York, Buffalo.
- Skinner, RI, Robinson, WH y McVerrey, GH (1993). Una introducción al aislamiento sísmico, John Wiley & Sons, Chichester, Reino Unido.
- Soong, TT y Dargush, GF (1997). Sistemas pasivos de disipación de energía en ingeniería estructural, John Wiley & Sons, Londres.
- OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)**
- Miyamoto, HK, Gilani, ASJ, Wada, A. y Ariaratana, C. (2011). "Identificación del riesgo de colapso de edificios de marcos de momento especiales de acero con amortiguadores viscosos utilizando la metodología FEMA P-695". Tierraq. Espectros, 27(4), 1147–1168.
- Newmark, NM y Hall, WJ (1969). "Criterios de diseño sísmico para instalaciones de reactores nucleares". Proc., 4º Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Santiago, Chile.
- Ramírez, OM, Constantinou, MC, Gómez, J., Whittaker, AS y Chrysostomou, CZ (2002a). "Evaluación de métodos simplificados de análisis de estructuras de fluencia con sistemas de amortiguamiento". Tierraq. Espectros, 18(3), 501–530.
- Ramírez, OM, Constantinou, MC, Whittaker, AS, Kircher, CA y Chrysostomou, CZ (2002b). "Respuesta sísmica elástica e inelástica de edificios con sistemas de amortiguamiento". Tierraq. Espectros, 18(3), 531–547.
- Ramírez, OM, Constantinou, MC, Whittaker, AS, Kircher, CA, Johnson, MW y Chrysostomou, CZ (2003). "Validación de las disposiciones del NEHRP de 2000 para procedimientos de análisis modal y de fuerza lateral equivalente para edificios con sistemas de amortiguación". Tierraq. Espectros, 19(4), 981–999.
- Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). (2013). 2012 IBC SEAOC manual de diseño estructural/sísmico Volumen 5: Ejemplos de edificios aislados sísmicamente y edificios con amortiguamiento suplementario, Sacramento, CA.
- Whittaker, AS, Constantinou, MC, Ramírez, OM, Johnson, MW y Chrysostomou, CZ (2003). "Procedimientos de análisis modal y fuerza lateral equivalente de las disposiciones NEHRP de 2000 para edificios con sistemas de amortiguación". Tierraq. Espectros, 19(4), 959–980.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C19

### INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SÍSMICO

#### C19.1 GENERALIDADES

En un terremoto, la sacudida se transmite a través de la estructura desde los medios geológicos que subyacen y rodean los cimientos. La respuesta de una estructura al movimiento sísmico se ve afectada por las interacciones entre tres sistemas vinculados: la estructura, los cimientos y los medios geológicos subyacentes y circundantes a los cimientos. Los procedimientos de análisis de los Capítulos 12 y 15 idealizan la respuesta de la estructura al aplicar fuerzas a la estructura, que normalmente se supone que tiene una base fija en la interfaz cimentación-suelo. En algunos casos, la flexibilidad de los elementos de cimentación y los suelos subyacentes se incluye en el modelo de análisis. Las fuerzas que se aplican a la estructura se diseñan con base en parámetros que representan movimientos de tierra en campo libre. El término "campo libre" se refiere a los movimientos que no se ven afectados por las vibraciones estructurales o las características de los cimientos de la estructura específica y representa la condición para la cual se deriva el espectro de diseño usando los procedimientos dados en el Capítulo 11 y el Capítulo 21. En la mayoría de los casos, sin embargo, los movimientos en los cimientos que se imparten a la estructura son diferentes de los movimientos de campo libre. Esta diferencia es causada por los efectos de la interacción de la estructura y los medios geológicos. Un análisis sísmico de interacción suelo-estructura (SSI) evalúa la respuesta colectiva de estos sistemas a un movimiento de suelo de campo libre específico.

Los efectos SSI están ausentes para la condición teórica de medios geológicos rígidos, que es típico de los modelos analíticos de estructuras. En consecuencia, los efectos SSI reflejan las diferencias entre la respuesta real de la estructura y la respuesta para la condición de base rígida teórica. Visualizados dentro de este contexto, dos efectos SSI siguientes pueden afectar significativamente la respuesta de las estructuras:

1. Deformaciones de la Fundación. Las deformaciones de flexión, axiales y cortantes de los elementos de cimentación ocurren como resultado de cargas aplicadas por la superestructura y los medios geológicos de soporte. Además, los medios geológicos subyacentes se deforman debido a las cargas de los cimientos. Tales deformaciones representan la demanda sísmica para la cual se deben diseñar los componentes de la cimentación. Estas deformaciones también pueden afectar significativamente el comportamiento general del sistema, especialmente con respecto a la amortiguación.
2. Efectos SSI iniciales. La inercia desarrollada en una estructura vibratoria da lugar a cortante base, momento y excitación torsional, y estas cargas a su vez provocan desplazamientos y rotaciones de la cimentación en relación con el desplazamiento de campo libre. Estos desplazamientos y rotaciones relativos solo son posibles debido a la flexibilidad en el sistema suelo-cimentación, que puede contribuir significativamente a la flexibilidad estructural general en algunos casos. Además, los movimientos relativos de campo libre de los cimientos dan lugar a la disipación de energía a través del amortiguamiento de la radiación (es decir, el amortiguamiento asociado con la propagación de ondas en el suelo lejos del suelo).

cimentación, que actúa como fuente de ondas) y el amortiguamiento histerético del suelo, y esta disipación de energía puede afectar significativamente la amortiguación general del sistema suelo-cimentación-estructura. Debido a que estos efectos están enraizados en la inercia estructural, se denominan efectos de interacción inercial.

3. Efectos Cinemáticos SSI. La SSI cinemática es el resultado de la presencia de elementos de cimentación sobre o dentro del suelo que son mucho más rígidos que el suelo circundante. Esta diferencia de rigidez hace que los movimientos de la cimentación se desvén del movimiento de campo libre como resultado del promedio de la losa base y los efectos de empotramiento.

El Capítulo 19 aborda ambos tipos de efectos SSI. Los procedimientos para calcular los efectos SSI cinemáticos e iniciales se tomaron de las recomendaciones del NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)). Se puede encontrar una discusión más detallada de los efectos de SSI en este documento del NIST y en algunas de las referencias citadas en él.

Se han realizado revisiones sustanciales al Capítulo 19 en esta edición de ASCE 7. Incluyen (1) la introducción de fórmulas para la rigidez y el amortiguamiento de cimientos rectangulares, (2) revisiones a las fórmulas para la reducción del cortante base causado por SSI , (3) reformulación del coeficiente de amortiguamiento efectivo del sistema SSI, (4) introducción de un coeficiente de alargamiento del período efectivo, que aparece en la fórmula del coeficiente de amortiguamiento efectivo del sistema SSI, y que depende de la demanda de ductilidad estructural esperada , y (5) la introducción de disposiciones SSI cinemáticas.

La mayoría de estas revisiones provienen del informe NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)) sobre SSI. Sin embargo, el modelo básico del sistema SSI inercial se ha mantenido igual desde que se introdujeron por primera vez las disposiciones SSI en el informe ATC 3-06 (ATC 1978).

El primer efecto, la deformación de la cimentación, se aborda requiriendo explícitamente que el profesional del diseño incorpore las características de deformación de la cimentación en su modelo de análisis. Incluir las deformaciones de los cimientos es esencial para comprender la interacción suelo-estructura (SSI). Por lo tanto, la flexibilidad de la cimentación debe modelarse para capturar el movimiento de traslación y rotación de la estructura en la interfase suelo-cimentación.

Para los procedimientos lineales, este requisito de modelar la flexibilidad de la cimentación y el suelo significa que se deben colocar resortes en el modelo para aproximar la rigidez lineal efectiva de las deformaciones del medio geológico subyacente y los elementos de la cimentación. Esto podría hacerse colocando elementos de resorte aislados debajo de las columnas y paredes, modelando explícitamente los elementos de cimentación y los medios geológicos en el modelo matemático, o alguna combinación de ambos. Para el procedimiento de historial de respuesta, esto significaría que, además de la rigidez de los elementos del subsuelo y de los cimientos, los parámetros no lineales de esos materiales se incorporarían al modelo analítico. Debido a la incertidumbre en la estimación de la rigidez y la capacidad de deformación de los medios geológicos, las estimaciones de los límites superior e inferior de las propiedades deben

y se debe usar la condición que produce el cambio más conservador en los parámetros de respuesta de una estructura de base fija.

Los efectos de la interacción inercial se abordan mediante la consideración del amortiguamiento de los cimientos. La interacción de la inercia en las estructuras tiende a ser importante para los sistemas estructurales rígidos, como los muros de corte y los pórticos arriostrados, particularmente donde el suelo de cimentación es relativamente blando. Las disposiciones proporcionan un método para estimar el amortiguamiento por radiación y el amortiguamiento histerético del suelo.

Los dos principales efectos de interacción cinemática se incluyen en estas disposiciones: promedio de losa base y efectos de empotramiento.

Los efectos de interacción cinemática hacen que la entrada de movimiento en la estructura sea diferente de los movimientos de campo libre. Las disposiciones proporcionan un medio por el cual se puede modificar un espectro de respuesta de campo libre y específico del sitio para tener en cuenta estos efectos de interacción cinemática para producir un espectro de entrada de base.

Las clases de sitio A y B están excluidas del Capítulo 19 porque la interacción dinámica entre las estructuras y la roca es mínima según la teoría. Además, no hay datos empíricos que indiquen lo contrario.

La Sección 19.1.1 prohíbe usar el tope de Ss incluido en la Sección 12.8.1.3 debido a la creencia de que las estructuras que cumplen con los requisitos de esa sección se han desempeñado satisfactoriamente en terremotos pasados, en parte debido a los efectos de SSI. Por lo tanto, aprovechar ese tope predeterminado en Ss y luego reducir el cortante base causado por los efectos SSI puede equivaler a contar dos veces los efectos SSI.

## C19.2 SSI DEMANDAS ESTRUCTURALES AJUSTADAS

Cuando se usa el procedimiento de fuerza lateral equivalente, la fuerza lateral equivalente se calcula usando el período de la estructura de base flexible y se modifica para el amortiguamiento del sistema SSI. Para el procedimiento de análisis modal, se ingresa en el modelo matemático un espectro de respuesta, que ha sido modificado para el sistema de amortiguamiento SSI y luego dividido por ( $R=Ie$ ). El límite del límite inferior del cortante base de diseño basado en los procedimientos de fuerza lateral equivalente según la Sección 12.9.1.4 aún se aplica, pero el cortante base de la fuerza lateral equivalente modificado para tener en cuenta los efectos SSI reemplaza el cortante base para el caso de base fija.

Tanto para los procedimientos de fuerza lateral equivalente como de espectro de respuesta, la reducción total causada por los efectos SSI se limita a un porcentaje del cortante base determinado de acuerdo con la Sección 12.8.1, que varía según el factor R. Esta limitación en las reducciones potenciales causadas por SSI refleja la comprensión limitada de cómo los efectos de SSI interactúan con el factor R.

Todos los efectos SSI presentados aquí se basan en modelos elásticos lineales teóricos de la estructura y los medios geológicos. Por eso se permiten reducciones del 30% para  $R=3$  o menos. Se considera que esos sistemas exhiben una respuesta inelástica limitada y, por lo tanto, se debe permitir una mayor reducción en la fuerza de diseño causada por SSI. Para sistemas con un factor R más alto, donde se espera un amortiguamiento significativo causado por la fluencia estructural, se supone que la contribución del amortiguamiento de los cimientos tiene poco efecto en la reducción de la respuesta. Se permite cierta reducción debido a (1) un alargamiento supuesto del período resultante de la incorporación de la flexibilidad de la base, (2) una reducción potencial en la participación de la masa en el modo fundamental debido a la presencia de dos grados de libertad adicionales causados por la traslación y la rotación de la base y (3) amortiguamiento de cimentación limitado que interactúa con el amortiguamiento estructural.

Las reducciones en el espectro de respuesta causadas por la amortiguación del sistema SSI y los efectos SSI cinemáticos son para el espectro de respuesta amortiguado elástico del 5 % que normalmente se proporciona para caracterizar el movimiento en campo libre. Además, los estudios han indicado que existe una justa

cantidad de incertidumbre en la cantidad de SSI cinemática cuando se miden las reducciones entre el movimiento de campo libre y el movimiento de entrada de la fundación se comparan con los modelos teóricos (Stewart 2000).

No se permiten reducciones por efectos SSI cinemáticos para los procedimientos de espectro de respuesta modal y fuerza lateral equivalente. Las ecuaciones para predecir los efectos SSI cinemáticos se basan en modificaciones del espectro de respuesta elástica lineal. No se han realizado estudios para verificar si son igualmente válidos para los espectros de respuesta inelástica, en los que se basan los procedimientos del factor R. Además, la cantidad de la reducción de los efectos SSI cinemáticos depende del período de la estructura, ocurriendo las mayores modificaciones en el rango de período corto. Debido a que los períodos fundamentales de la mayoría de las estructuras se alargan a medida que cede, lo que sería potencialmente una reducción significativa en el período elástico inicial puede convertirse en una reducción menor a medida que la estructura cede. Sin una comprensión de cómo se puede alargar el período en los procedimientos de espectro de respuesta modal o fuerza lateral equivalente, existe la posibilidad de que un usuario sobreestime la reducción en los parámetros de respuesta causada por los efectos SSI cinemáticos. Por lo tanto, su uso no está permitido.

Se permite considerar todos los tipos de efectos de SSI en un análisis del historial de respuesta según el Capítulo 16. Si se consideran los efectos de SSI, el espectro de respuesta específico del sitio debe usarse como el objetivo al que se escalan los históricos de aceleración. El requisito de utilizar un espectro de respuesta específico del sitio se incluyó en las disposiciones debido a la creencia de que proporcionaba una definición más realista de la sacudida sísmica que la proporcionada por el espectro de respuesta de diseño y el espectro de respuesta MCER de acuerdo con las Secciones 11.4.6 y 11.4.7. Una mas realista

Se requería espectro para la consideración apropiada de los efectos SSI, particularmente los efectos SSI cinemáticos. El espectro de respuesta de diseño y el espectro de respuesta MCER, de acuerdo con las Secciones 11.4.6 y 11.4.7, utilizan factores predeterminados para modificar el espectro de respuesta probabilístico o determinista para las condiciones del suelo. Estos factores son suficientes para la mayoría de las situaciones de diseño. Sin embargo, si se van a considerar los efectos SSI y el espectro de respuesta se modifica en consecuencia, entonces se deben incluir representaciones más precisas de cómo los medios geológicos subyacentes alteran las ordenadas espectrales antes de modificar el espectro debido a los efectos SSI.

Se puede desarrollar un espectro de respuesta específico del sitio que incluya los efectos de SSI con consideración explícita de los efectos de SSI modificando el espectro desarrollado para movimientos de campo libre mediante el uso de las disposiciones de las Secciones 19.3 y 19.4. Si el amortiguamiento de los cimientos no se modela específicamente en el modelo analítico de la estructura, el espectro de respuesta de entrada puede incluir los efectos del amortiguamiento de los cimientos. Por lo general, el efecto promedio de la losa de base no se modela explícitamente en el desarrollo de un espectro de respuesta específico del sitio y las disposiciones de la Sección 19.4.1 se utilizan para modificar el espectro de respuesta específico del sitio de campo libre para obtener el espectro de entrada de la cimentación. Los efectos de empotramiento se pueden modelar directamente desarrollando el espectro específico del sitio en el nivel de la base de los cimientos, a diferencia de la superficie del suelo. Alternativamente, el espectro específico del sitio para el campo libre puede desarrollarse a nivel del suelo y las disposiciones de la Sección 19.4.2 pueden usarse para ajustarlo a la profundidad correspondiente a la base de la cimentación.

Las limitaciones en las reducciones del espectro de campo libre específico del sitio al espectro de entrada de la fundación se basan en varios factores. El primero es la dispersión entre las proporciones medidas del movimiento de entrada de la fundación al movimiento de campo libre frente a las proporciones de los modelos teóricos (Stewart 2000). El segundo es la variabilidad inherente de las propiedades de los medios geológicos subyacentes sobre la huella de la estructura. Considerando que hay un

requisito para limitar la flexibilidad del suelo y los resortes de la fundación, no hay requisitos de limitación correspondientes aplicados a los parámetros de los medios geológicos utilizados para calcular el amortiguamiento de la fundación y el SSI cinemático. El último factor es la falta de investigación antes mencionada sobre la interacción entre los efectos SSI y las estructuras de rendimiento.

Algunos estudios han demostrado que hay reducciones para la mayoría de los casos de SSI cuando se combina con un enfoque basado en el factor R ([Jaremprasert et al. 2013](#)).

Se colocó una limitación en la reducción máxima para un espectro de respuesta específico del sitio modificado por SSI con respecto al espectro de respuesta desarrollado en base a los parámetros de movimiento del suelo del USGS y los coeficientes del sitio. Esta limitación es causada por preocupaciones similares expresadas en la Sección C21.3 con respecto a los estudios de riesgos específicos del sitio que generan espectros de respuesta excesivamente bajos. Existe una preocupación similar de que la combinación de los efectos SSI con los movimientos del suelo específicos del sitio podría reducir significativamente la demanda sísmica de la que se basa en los parámetros de movimiento del suelo del USGS y los coeficientes del sitio. Sin embargo, se reconoció que estas modificaciones son reales y que el límite podría relajarse, pero no eliminarse, si hubiera (1) una revisión por pares adecuada del análisis de riesgo sísmico específico del sitio y los métodos utilizados para determinar las reducciones atribuibles a los efectos SSI y (2) aprobación de la autoridad jurisdiccional.

La revisión por pares incluiría, entre otros, lo siguiente:

1. Desarrollo del espectro de respuesta específico del sitio utilizado para escalar los movimientos del suelo; 2. Determinación de la rigidez y el amortiguamiento de la cimentación, incluidas las propiedades de los medios subterráneos subyacentes utilizados en la determinación;
3. Confirmación de que la losa de base y la primera losa sobre la base son lo suficientemente rígidas para permitir que ocurra el promedio de la losa de base, incluida la verificación de que la losa de base está detallada para actuar como un diafragma; y 4. Supuestos utilizados en el desarrollo de las relaciones de amortiguamiento del suelo y la radiación.

Los efectos de SSI se pueden utilizar en un análisis del historial de respuestas según el Capítulo 16. Las dos opciones para el modelado de SSI son las siguientes:

1. Cree un modelo de elementos finitos (FE) no lineal de la estructura, los cimientos y los medios geológicos. La malla para los medios geológicos debe extenderse a una profundidad y distancia horizontal apropiadas lejos de los cimientos con límites de transmisión a lo largo de los lados para absorber las ondas sísmicas salientes generadas por los cimientos. El movimiento debe introducirse en la base del modelo FE y debe propagarse hacia arriba como ondas transversales. El espectro de respuesta de campo libre se puede reducir para SSI cinemática solo según las disposiciones de la Sección 19.4, pero los efectos de empotramiento no se permitirían en la reducción porque las ondas que se propagan desde la profundidad de los cimientos hasta la superficie incluirían automáticamente efectos cinemáticos de empotramiento.
2. Cree un modelo de elementos finitos no lineal de la estructura y cimentación, con resortes y amortiguadores adheridos a las paredes perimetrales y la base de la cimentación para tener en cuenta la interacción suelo-cimentación. Puede encontrar orientación sobre el desarrollo de dashpots en NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)). El espectro de respuesta de campo libre se puede reducir para SSI cinemática según la Sección 19.4, pero los efectos de incrustación pueden o no permitirse en la reducción dependiendo de si (i) se permite que el movimiento varíe con la profundidad a lo largo de la parte incrustada o no de El

cimiento, y (ii) el movimiento de campo libre utilizado como movimiento de entrada se define en la superficie del suelo o en la parte inferior del sótano. Los dashpots darían cuenta de la radiación y el amortiguamiento histerético de los medios geológicos, ya sea según la Sección 19.3 o formulaciones más detalladas.

### C19.3 AMORTIGUACIÓN DE LA FUNDACIÓN

Los procedimientos de la Sección 19.3 se usan para estimar una relación de amortiguamiento del sistema SSI,  $\gamma_0$ , con base en los medios geológicos subyacentes y la interacción de la estructura y su cimentación con este medio geológico. Hay dos componentes principales que contribuyen al amortiguamiento de la cimentación: el amortiguamiento histerético del suelo y el amortiguamiento por radiación. Las disposiciones de esta sección proporcionan formas simplificadas de aproximar estos efectos. Sin embargo, son fenómenos complejos y existen métodos considerablemente más detallados para predecir sus efectos sobre las estructuras. La mayoría de las disposiciones de esta sección se basan en el material de NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)). En ese informe se pueden encontrar explicaciones detalladas de los antecedentes de estas disposiciones, referencias complementarias y métodos más sofisticados para predecir el amortiguamiento por radiación. Sin embargo, esas referencias no proporcionan la derivación de la tasa de alargamiento del período efectivo,  $\dot{\theta}T = T\dot{\theta}_{eff}$  dada por la ecuación. (19.3-2). Esta relación aparece en la ecuación para  $\gamma_0$  (Ec. 19.3-1), y se deriva del desplazamiento total de la masa del modelo del oscilador SSI resultante de una fuerza horizontal aplicada a la masa. Un componente de este desplazamiento es el desplazamiento de la masa con respecto a su base, y es igual a la demanda de ductilidad,  $\gamma$ , por el desplazamiento elástico de la masa con respecto a la base. Los otros componentes del desplazamiento total surgen del desplazamiento del resorte de cimentación de traslación ( $K_y$  o  $K_r$ ) y la traslación resultante del resorte de cimentación de rotación ( $K_{xx}$  o  $K_{rr}$ ). La relación de alargamiento del período, ( $T = T_{eff}$ ) que aparece en la ecuación. (19.3-2) se deriva de la misma manera suponiendo que  $\gamma = 1$ .

La amortiguación de radiación se refiere a la disipación de energía de la propagación de ondas lejos de la base vibrante. A medida que el movimiento del suelo se transmite a los cimientos de la estructura, la estructura misma comienza a trasladarse y balancearse. El movimiento de los cimientos en relación con el movimiento de campo libre crea ondas en los medios geológicos, que pueden actuar para contrarrestar las ondas que se transmiten a través de los medios geológicos causadas por la sacudida del terremoto. La interferencia depende de la rigidez de los medios geológicos y la estructura, el tamaño de los cimientos, el tipo de medios geológicos subyacentes y el período de la estructura. Las ecuaciones para el amortiguamiento de radiación en la Sección 19.3.3 se tomaron de NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)); los detalles de la derivación se encuentran en Givens ([2013](#)).

En la Sección 19.3.3, las ecuaciones para  $K_y$  y  $K_{xx}$ , para cimientos rectangulares, y las relaciones de amortiguamiento asociadas,  $\gamma_y$  y  $\gamma_{xx}$ , provienen de Pais y Kausel ([1988](#)) y se enumeran en la Tabla 2-2a y la Tabla 2-3a en el informe NIST. Las ecuaciones de rigidez estática correspondientes para cimentaciones circulares en la Sección 19.3.4 fueron tomadas de Veletsos y Verbic ([1973](#)); las otras ecuaciones que aparecen en la Sección 19.3.4 se adaptaron de las ecuaciones del informe del NIST. Las ecuaciones de rigidez y amortiguamiento de la cimentación en estas dos secciones se aplican a las cimentaciones superficiales. Las razones para excluir los efectos de empotramiento se explican en el tercer párrafo desde el final de esta sección.

El amortiguamiento histerético del suelo ocurre debido al corte dentro del suelo y en la interfase suelo-cimentación. Los valores de la relación de amortiguamiento viscoso equivalente,  $\gamma_s$ , para modelar el amortiguamiento histerético se pueden obtener del análisis de respuesta del sitio o de la Tabla 19.3-3.

Los efectos de amortiguamiento de la cimentación, modelados por  $\gamma_f$ , tienden a ser importantes para sistemas estructurales rígidos como muros de corte y

intervalo de tiempo de interés. Es por eso que se impone el límite de espaciamiento de los elementos resistentes a la fuerza lateral vertical en el uso de estas disposiciones.

Para estructuras apoyadas sobre zapatas, las fórmulas para el amortiguamiento de la radiación generalmente se pueden usar con B y L calculadas usando las dimensiones de la huella de toda la estructura, siempre que las zapatas estén interconectadas con vigas de nivelación y/o una losa suficientemente rígida sobre el nivel del suelo. Una excepción puede ocurrir en estructuras con muros de corte y pórticos, para los cuales la rotación de los cimientos debajo del muro puede ser independiente de la de los cimientos debajo de la columna (este tipo se conoce como acoplamiento rotacional débil). En tales casos, B y L a menudo se calculan mejor utilizando las dimensiones de la zapata del muro. Los cimientos muy rígidos, como las esteras estructurales, que brindan un fuerte acoplamiento rotacional, se describen mejor utilizando los valores B y L que reflejan la dimensión total del cimiento. Independientemente del grado de acoplamiento rotacional, B y L deben calcularse utilizando la dimensión total de la cimentación si los elementos de la cimentación están interconectados o son continuos. Se puede encontrar más información en FEMA 440 ([FEMA 2005](#)) y NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)).

Las disposiciones de amortiguamiento de radiación excluyen conservadoramente los efectos de empotramiento. El empotramiento generalmente aumenta la cantidad de amortiguación por radiación si el sótano o los cimientos subterráneos permanecen en contacto con el suelo por todos lados. Debido a que suele haber cierta separación entre el suelo y los lados del sótano o los cimientos, estos efectos de empotramiento pueden ser menores de lo que predicen los modelos. Hay algunos problemas adicionales con los procedimientos para cimientos empotrados. Para el caso donde el empotramiento es significativo pero los suelos a lo largo de los lados son mucho más flexibles que los suelos de apoyo, un alto contraste de impedancia entre las dos primeras capas se reconoce como un problema potencial independientemente del empotramiento. Por lo tanto, el informe NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)) recomienda ignorar las contribuciones adicionales causadas por el empotramiento pero seguir usando las propiedades del suelo derivadas debajo de la base empotrada.

Las ecuaciones de las Secciones 19.3.3 y 19.3.4 son para cimentaciones poco profundas. Esto no quiere decir que el amortiguamiento por radiación no ocurra con sistemas de cimentación profundos (pilotes o cajones), pero el fenómeno es más complejo. La estratificación del suelo y los efectos de grupo son importantes, y están los problemas de las posibles contribuciones de la losa estructural inferior y los cabezales de los pilotes. Debido a que las disposiciones se basan en la impedancia producida por una placa rígida en el suelo, estos elementos no pueden tenerse en cuenta fácilmente. Por lo tanto, se requiere un modelado más detallado del suelo y de los cimientos empotrados para determinar los impedimentos de los cimientos. Las disposiciones permiten tal modelado pero no proporcionan una guía específica para ello. Se puede encontrar orientación, por ejemplo, en NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)) y sus referencias.

El amortiguamiento histerético del suelo ocurre cuando las ondas sísmicas se propagan a través de los medios del subsuelo y alcanzan la base de la estructura, y puede tener un efecto en el amortiguamiento general del sistema cuando las deformaciones del suelo son altas. La Tabla 19.3-3 de las disposiciones se derivó en base a las relaciones encontradas en EPRI (1993) y Vucetic y Dobry (1991) que relacionan la relación entre  $G=G_0$  y la deformación por corte cíclico en el suelo, y luego con el amortiguamiento del suelo. Los valores de la tabla se basan en suposiciones conservadoras sobre las presiones de sobrecarga en suelos granulares y el índice de plasticidad de suelos arcillosos. Este enfoque simplificado no impide que el ingeniero geotécnico proporcione estimaciones más detalladas del amortiguamiento del suelo. Sin embargo, el tope de las reducciones en la demanda sísmica generalmente se alcanza en torno a un índice de amortiguamiento histerético adicional del 5 % (índice de amortiguamiento total del 10 %) y las reducciones adicionales requerirían una revisión por pares.

FIGURA C19.3-1 Ejemplo de amortiguamiento de radiación

Fuente: NIST 2012.

pórticos arrostrados, particularmente donde están apoyados en sitios de suelos relativamente blandos, tales como las clases de sitio D y E. Este efecto se determina tomando la relación del período fundamental de la estructura, incluida la flexibilidad de los cimientos y los medios subterráneos subyacentes. (modelo de base flexible) y el período fundamental de la estructura suponiendo una rigidez infinita de la cimentación y los medios subterráneos subyacentes (modelo de base fija).

Desde el punto de vista analítico, esta relación se puede determinar calculando el período de la estructura con los resortes de cimentación/suelo en el modelo y luego reemplazando esos resortes con un soporte rígido.

La Fig. C19.3-1 ilustra el efecto de la relación del período,  $T \sim T$ , sobre el amortiguamiento por radiación,  $\bar{y}_r$ , que normalmente representa la mayor parte del amortiguamiento de la cimentación.  $T \sim T$  es la relación entre el período fundamental del sistema SSI y el período de la estructura de base fija. La figura muestra que para estructuras con mayor altura,  $h$ , a la mitad del ancho de los cimientos,  $B$ , relaciones de aspecto, los efectos del amortiguamiento de los cimientos se vuelven menores. En esta figura, se supone que la relación de aspecto de los cimientos es cuadrada.

Estos efectos de interacción inercial están influenciados considerablemente por el módulo de corte de la subsanante subyacente, específicamente el módulo que coincide con la sacudida sísmica que se está considerando. Como se indica en la norma, el módulo de corte G se puede evaluar a partir de la velocidad de la onda de corte de pequeña deformación como  $G = \delta G = GoPGo = \delta G = GoP\sqrt{vso^2 - g}$  (todos los términos definidos en la norma). La velocidad de onda de corte, vso, debe evaluarse como la velocidad de onda de corte de pequeña deformación promedio dentro de la profundidad efectiva de influencia debajo de la cimentación. La profundidad efectiva debe tomarse como la mitad de la dimensión menor de la cimentación, que en las disposiciones se define como B. Los métodos para medir vso (preferido) o estimarlo a partir de otras propiedades del suelo se resumen en otro lugar (p. ej., Kramer 1996).

El procedimiento de amortiguamiento de radiación es conservador y subestima el amortiguamiento de la base para sacudidas en la dirección larga donde las relaciones de aspecto de la base exceden 2:1, pero podría ser potencialmente no conservador donde los elementos de la pared y el marco están lo suficientemente cerca como para que las ondas que emanan de distintos componentes de la base sean destructivas, interfieren entre sí y traspasen la base.

#### C19.4 EFECTOS SSI CINEMÁTICOS

Los efectos SSI cinemáticos se definen ampliamente como la diferencia entre el movimiento del suelo medido en una condición de campo libre y el movimiento que se mediría en los cimientos de la estructura, suponiendo que ésta y la estructura no tuvieran masa (es decir, la SSI inercial estaba ausente). Las diferencias entre los movimientos de entrada en campo libre y de cimentación son causadas por las características de la cimentación de la estructura, excluyendo los efectos de amortiguamiento del suelo y la radiación en la sección anterior. Hay dos tipos principales de efectos de interacción cinemática: promedio de losa de base y empotramiento. Las disposiciones prevén métodos simplificados para captar estos efectos. La base de las disposiciones y el material de antecedentes adicional se pueden encontrar en FEMA 440 ([FEMA 2005](#)) y NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)).

FEMA 440 ([FEMA 2005](#)) recomienda específicamente no aplicar estas disposiciones a sitios de suelos muy blandos como E y F.

Estas disposiciones permiten la SSI cinemática para el sitio Clase E, pero retienen la prohibición para el sitio Clase F. Eso no quiere decir que los efectos de interacción cinemática no estén presentes en los sitios Clase F, sino que estas disposiciones específicas no deben usarse; más bien, se permite el uso de evaluaciones específicas del sitio más detalladas para determinar las posibles modificaciones en esos sitios.

Además de los métodos prescriptivos contenidos en la norma, también existen disposiciones que permiten el cálculo directo de la función de transferencia del movimiento de campo libre a un movimiento de entrada de cimentación causado por el promedio o el empotramiento de la losa base. Puede encontrar orientación sobre cómo desarrollar estas funciones de transferencia en NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)) y las referencias que contiene.

**C19.4.1 Promedio de losa base.** El promedio de losa de base se refiere al filtrado de porciones de alta frecuencia de la sacudida del suelo causada por la incongruencia del movimiento sobre la base. Para que se produzca esta filtración, la base de la estructura debe ser rígida o semirrígida con respecto a los elementos verticales resistentes a los esfuerzos laterales y al suelo subyacente. Si los movimientos están desfasados de un extremo de la cimentación al otro y la cimentación es lo suficientemente rígida, entonces el movimiento sobre la cimentación será diferente del movimiento del suelo en cualquiera de los extremos. Los movimientos del suelo en cualquier punto debajo de la estructura no están en fase con los movimientos del suelo en otros puntos a lo largo de la base de la estructura. Esta incongruencia conduce a la interferencia sobre la base de la estructura, lo que se traduce en los movimientos imparcidos a la cimentación, que son diferentes a los movimientos del suelo. Por lo general, este fenómeno da como resultado una filtración de movimientos de período corto, razón por la cual el efecto de reducción es mucho más pronunciado en estructuras con períodos fundamentales cortos, como se ilustra en la figura [C19.4-1](#).

La Fig. [C19.4-1](#) ilustra el aumento en la reducción a medida que aumenta el parámetro del área base,  $b_e$ . Este parámetro se calcula como la raíz cuadrada del área de cimentación. Por lo tanto, para cimientos más grandes, los efectos promedio de la losa base son más significativos.

Para que ocurran los efectos promedio de la losa base, los componentes de la cimentación deben estar interconectados con vigas de nivelación o una losa de concreto que sea lo suficientemente rígida para permitir que la base se mueva como una unidad y permitir que ocurra este efecto de filtrado. Es por eso que se imponen requisitos sobre la rigidez del diafragma de cimentación en relación con los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales en el primer piso. Además, se imponen requisitos sobre el diafragma del piso o el diafragma del techo, en el caso de una estructura de un piso que deba ser rígida para que se produzca este filtrado del movimiento del suelo. FEMA 440 ([FEMA 2005](#)) indica que faltan datos sobre este efecto cuando la losa base no está interconectada o los diafragmas del piso son flexibles. Se postula que aún pueden ocurrir reducciones entre el movimiento del suelo y el movimiento de entrada de la cimentación. Porque casos como este no han sido estudiados en FEMA 440 ([FEMA 2005](#)) y NIST GCR

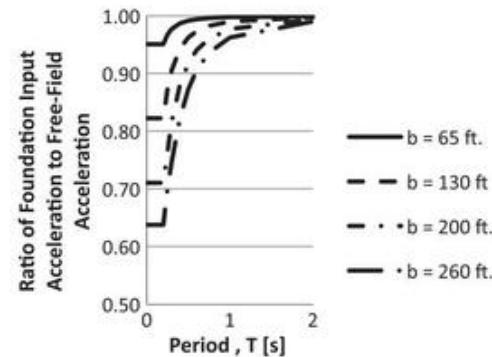


FIGURA C19.4-1 Ejemplo de proporciones de espectros de respuesta promedio de losa base

12-917-21 ([NIST 2012](#)) explícitamente, los requisitos para la conectividad de la cimentación y los diafragmas rígidos o tiesos por encima de la cimentación se han incorporado a las disposiciones.

Los modelos subyacentes solo se han estudiado hasta un tamaño de base efectivo de 260 pies (79,2 m), razón por la cual se ha colocado esa limitación en la ecuación. (19.4-4). FEMA 440 ([FEMA 2005](#)) postula que es probable que este efecto aún ocurra para áreas de base más grandes, pero no ha habido suficiente estudio para comparar las ecuaciones subyacentes con datos en tamaños de base efectivos más grandes.

Además, debido a que la reducción puede llegar a ser bastante significativa y debido a que los estudios de estos fenómenos han indicado la variabilidad entre las modificaciones predichas teóricamente y las modificaciones medidas reales ([Stewart et al. 1999, Stewart 2000](#)), se aplica un factor de 0,75 a las ecuaciones que se encuentran en NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)) para proporcionar una estimación del límite superior de los factores de reducción con respecto a los modelos teóricos. Esta es la razón por la que las ecuaciones difieren de las que se encuentran en FEMA 440 ([FEMA 2005](#)).

Por último, el método no ha sido rigurosamente estudiado para estructuras sobre pilotes ([NIST 2012](#)); sin embargo, se considera razonable extender la aplicación a estructuras sobre pilotes en las que las cabezas de los pilotes están en contacto con el suelo y están conectadas lateralmente entre sí. Otra justificación es que algunos de los datos empíricos de la SSI cinemática provienen de estructuras sobre pilotes.

**C19.4.2 Empotramiento.** Los efectos de interacción cinemática causados por empotramiento ocurren porque los movimientos sísmicos varían con la profundidad debajo de la superficie del suelo. Es común que estos efectos se consideren directamente en un espectro de respuesta específico del sitio al generar espectros de respuesta e historias de aceleración en la base incrustada de la estructura en lugar de la superficie del suelo. Si eso no se hace, entonces estos efectos pueden contabilizarse utilizando las disposiciones de esta sección. Sin embargo, estas disposiciones no deben utilizarse si el espectro de respuesta ya se ha desarrollado en la base empotrada de la estructura. El modelo de efecto de empotramiento se basó en gran medida en estudios de estructuras con sótanos. Las disposiciones también pueden aplicarse a estructuras con cimientos empotrados sin sótanos donde el cimiento está conectado lateralmente en el plano tomado como profundidad de empotramiento. Sin embargo, las disposiciones no son aplicables a las zapatas separadas individuales empotradas.

Al igual que con el promedio de losa base, la reducción puede llegar a ser bastante significativa, y los estudios de estos fenómenos han indicado la variabilidad entre las modificaciones predichas teóricamente y las modificaciones medidas reales ([Stewart et al. 1999](#)). De nuevo, se aplica un factor de 0,75 a las ecuaciones que se encuentran en NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)) para proporcionar una estimación ligeramente conservadora de las reducciones con respecto a los modelos teóricos. Esta es la razón por la que las ecuaciones difieren de las que se encuentran en FEMA 440 ([FEMA](#)

2005) y NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)). Además, los modelos subyacentes en los que se basan las disposiciones solo se han validado en NIST GCR 12-917-21 ([NIST 2012](#)) hasta una profundidad de empotramiento efectiva de aproximadamente 20 pies (6,096 m), por lo que se ha establecido una limitación de profundidad. colocado en la Ec. (19.2-1).

## REFERENCIAS

- Consejo de Tecnología Aplicada (ATC). (1978). Disposiciones provisionales para el desarrollo de reglamentos sísmicos para edificios, ATC-3-06, Redwood City, CA.
- Instituto de Investigaciones de Energía Eléctrica (EPRI). (1993). Directrices para determinar los movimientos del suelo base de diseño, EPRI TR-102293, EPRI, Palo Alto, CA.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (2005). Mejora de los procedimientos de análisis sísmico estático no lineal, FEMA 440. FEMA, Washington, DC.
- Givens, MJ (2013). Interacción dinámica suelo-estructura de edificios instrumentados y estructuras de prueba, Ph.D. Tesis, Universidad de California, Los Ángeles, CA.
- Jarernprasert, S., Bazán-Zurita, E. y Bielak, J. (2013). "Respuesta de interacción sísmica de la estructura del suelo de estructuras inelásticas". *Suelo Din. Tierraq. Eng.*, 47, 132–143.
- Kramer, SL (1996). Ingeniería geotécnica sísmica, Prentice Hall, Upper Saddle River, Nueva Jersey.
- Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST). (2012). Interacción suelo-estructura para estructuras de edificios, NIST GCR 12-917-21. NIST, Gaithersburg, MD.
- Pais, A. y Kausel, E. (1988). "Fórmulas aproximadas para la rigidez dinámica de cimientos rígidos". *Suelo Din. Tierraq. Eng.*, 7(4), 213–227.
- Stewart, JP (2000). "Variaciones entre los movimientos del terreno sísmico a nivel de cimientos y de campo libre", *Earthq. Espectros*, 16(2), 511–532.
- Stewart, JP, Seed, RB y Fenves, GL (1999). "Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones. II: Hallazgos empíricos." *J. Geotecnología. Geoenvir. Ing.*, 125(1), 38–48.
- Veletos, AS y Verbic, B. (1973). "Vibración de fundas viscoelásticas ciones." *Tierraq. Ing. Estructura. Din.* 2(1), 87–105.
- Vucetic, M. y R., Dobry (1991). "Efecto de la plasticidad del suelo sobre los ciclos respuesta." *J. Geotecnología. Ing.*, 117, 89–107.

## CAPÍTULO C20

### PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN DE SITIOS PARA DISEÑO SÍSMICO

#### C20.1 CLASIFICACIÓN DEL SITIO

Los procedimientos de clasificación del sitio se proporcionan en el Capítulo 20 con el fin de clasificar el sitio y determinar los coeficientes del sitio y los movimientos de suelo sísmicos máximos considerados según el riesgo ajustado al sitio de acuerdo con la Sección 11.4.3. Los procedimientos de clasificación del sitio también se utilizan para definir las condiciones del sitio para las cuales se requieren análisis de respuesta del sitio específicos del sitio para obtener los movimientos del suelo del sitio de acuerdo con la Sección 11.4.7 y el Capítulo 21.

#### C20.3 DEFINICIONES DE CLASES DE SITIO

**C20.3.1 Sitio Clase F.** Las condiciones del sitio Clase F son condiciones para las cuales los coeficientes del sitio  $F_a$  y  $F_v$  en las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 pueden no ser aplicables para los análisis de respuesta del sitio requeridos por la Sección 11.4.7; se definen en esta sección. Para tres de las categorías de suelos de clase F del sitio (suelos licuables de categoría 1, arcillas de muy alta plasticidad de categoría 3 y arcillas blandas/medianamente rígidas de categoría 4), se dan excepciones al requisito de realizar análisis de respuesta del sitio, siempre que se cumplan ciertas condiciones. y se cumplen los requisitos. Estas excepciones se analizan a continuación.

**Categoría 1.** Para los suelos licuables en la Categoría 1, el Subcomité Técnico 3, Fundamentos y Consideraciones Geotécnicas, del Comité de Actualización de Disposiciones de BSSC desarrolló una excepción para realizar análisis de respuesta del sitio y se publicó por primera vez en las Disposiciones NEHRP de 2000 ([FEMA 2001](#)). La excepción se hace para estructuras de período corto, definidas para efectos de la excepción como aquellas que tienen períodos fundamentales de vibración iguales o menores a 0,5 s. Para tales estructuras, está permitido determinar los coeficientes de sitio  $F_a$  y  $F_v$  de las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 asumiendo que la licuefacción no ocurre porque los datos de movimiento del suelo obtenidos en áreas de suelo licuado durante los terremotos indican que los movimientos del suelo de período corto generalmente se reducen. en amplitud debido a la licuefacción, mientras que los movimientos del suelo de largo período pueden ser amplificados por la licuefacción.

Tenga en cuenta, sin embargo, que esta excepción no afecta el requisito de la Sección 11.8 para evaluar el potencial de licuefacción como un peligro geológico y desarrollar medidas de mitigación de peligro si es necesario.

**Categorías 3 y 4.** Para arcillas de muy alta plasticidad en la Categoría 3 y arcillas blandas/medianamente rígidas muy gruesas en la Categoría 4, un comité de tareas geotécnicas ad hoc formado para apoyar la Sísmica Simplificada de BSSC evaluó y desarrolló excepciones a la realización de análisis de respuesta del sitio. Proyecto en 2011 y 2012.

Las excepciones para las Categorías 3 y 4 se limitaron a sitios de movimientos de suelo bajos esperados, es decir, Categoría de Diseño Sísmico B (SDC B) como se define en las Tablas 11.6-1 y 11.6-2.

Para las arcillas de muy alta plasticidad de Categoría 3, el comité de tareas evaluó la investigación publicada y realizó análisis complementarios para evaluar los efectos del aumento de la plasticidad del suelo en el suelo.

amplificación. A partir de estas evaluaciones, se desarrollaron excepciones para escalar los coeficientes de sitio  $F_a$  y  $F_v$  hacia arriba desde los valores dados en las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 para Sitio Clase D o E por factores que son una función de la plasticidad del suelo cuantificada por la plasticidad del suelo. índice (IP).

Para las arcillas de categoría 4 muy gruesas blandas/medianamente rígidas, el comité de tareas revisó los análisis realizados para un taller de respuesta del sitio de 1992 ([Dobry et al. 2000](#)) (en el que se desarrollaron recomendaciones para clasificaciones de sitios y coeficientes de sitios que han estado en el ASCE 7 hasta ASCE 7-10) y realizó análisis complementarios para evaluar los efectos del espesor de la arcilla en la amplificación del suelo. Estos análisis indicaron que las amplificaciones máximas deberían ser insensibles al espesor del suelo y que los coeficientes de sitio  $F_a$  y  $F_v$  para el sitio Clase E deberían ser adecuados o conservadores en la mayoría de los casos para arcillas blandas/medianamente rígidas de más de 120 pies (36,576 m) de espesor. Un análisis complementario indicó que los espesores de arcilla blanda/medianamente rígida superiores a 120 pies (36,576 m) serían poco comunes para los sitios en los Estados Unidos debido a las mayores presiones de sobrecarga a estas profundidades que generalmente darían como resultado que las arcillas se encuentren en una categoría de "arcilla rígida". " en lugar de "suave a medianamente rígido". Las arcillas que cumplen con la definición de Categoría 4 de la Clase de sitio F tienen resistencias al corte sin drenaje, su, inferiores a 1000 psf (47,9 kN=m<sup>2</sup>), mientras que las arcillas rígidas tienen valores de su más altos.

Secciones C20.3.2 a C20.3.5. Estas secciones y la Tabla 20.3-1 proporcionan definiciones para las clases de sitio A a E. Excepto por las definiciones adicionales para la Clase de sitio E en la Sección 20.3.2, las clases de sitio se definen fundamentalmente en términos de la velocidad promedio de la onda de corte de pequeña deformación en los 100 pies (30 m) superiores del perfil de suelo o roca. Si las velocidades de las ondas de corte están disponibles para el sitio, deben usarse para clasificar el sitio. Sin embargo, reconociendo que en muchos casos las velocidades de las ondas de corte no están disponibles para el sitio, también se incluyen definiciones alternativas de las clases de sitio. Estas definiciones se basan en parámetros geotécnicos: resistencia a la penetración estándar para suelos y rocas sin cohesión, y resistencia a la penetración estándar y resistencia al corte sin drenaje para suelos cohesivos. Las definiciones alternativas pretenden ser conservadoras porque la correlación

La correlación entre los coeficientes del sitio y estos parámetros geotécnicos es más incierta que la correlación con la velocidad de las ondas de corte. Es decir, los valores de  $F_a$  y  $F_v$  tienden a ser más pequeños si la clase de sitio se basa en la velocidad de la onda de corte en lugar de los parámetros geotécnicos. Además, las definiciones de clase de sitio no deben interpretarse como que implican una correlación numérica específica entre la velocidad de la onda de corte y la resistencia a la penetración estándar o la resistencia al corte sin drenaje.

Aunque las definiciones de clase de sitio en las Secciones 20.3.2 a 20.3.5 son sencillas, hay aspectos de estas evaluaciones que pueden requerir juicio e interpretación adicionales. Las condiciones del subsuelo altamente variables debajo de la huella de un edificio podrían

resultar en una clasificación de sitio demasiado conservadora o no conservadora. Es posible que las capas aisladas de suelo blando dentro de un sitio de suelo firme no afecten la respuesta general del sitio si las condiciones predominantes del suelo no incluyen dichos estratos. Por el contrario, los estudios de respuesta del sitio han demostrado que los estratos continuos, delgados y de arcilla blanda pueden afectar la amplificación del sitio.

La clase del sitio debe reflejar las condiciones del suelo que afectan la entrada del movimiento del suelo a la estructura o una parte significativa de la estructura. Para las estructuras que reciben una entrada sustancial del movimiento del suelo de suelos poco profundos (por ejemplo, estructuras con zapatas poco profundas, con pilotes lateralmente flexibles o con sótanos donde la entrada sustancial del movimiento del suelo a la estructura puede venir a través de las paredes laterales), es razonable clasificar el sitio sobre la base de los 100 pies (30 m) superiores de suelo debajo de la superficie del suelo.

Por el contrario, para estructuras con basamentos sostenidos sobre suelos firmes o rocas debajo de suelos blandos, puede ser razonable clasificar el sitio sobre la base de los suelos o rocas debajo de la capa, si se puede justificar que los suelos blandos contribuyen muy poco a la respuesta de la estructura.

Los edificios en sitios con lecho rocoso inclinado o depósitos de suelo muy variables en el área del edificio requieren un estudio cuidadoso porque el movimiento de entrada puede variar a lo largo del edificio (por ejemplo, si una parte del edificio está sobre roca y el resto está sobre suelos débiles).

En tales casos, se pueden utilizar estudios específicos del sitio, incluidos modelos bidimensionales o tridimensionales, para evaluar las condiciones del subsuelo y la respuesta del sitio y la superestructura. Otras condiciones que pueden justificar una evaluación específica del sitio incluyen la presencia de suelos de baja velocidad de onda de corte por debajo de los 100 pies (30 m), la ubicación del sitio en una cuenca sedimentaria o condiciones topográficas o del subsuelo con fuertes dos y tres efectos de respuesta del sitio dimensional. Las personas con experiencia adecuada en movimientos sísmicos del suelo deben participar en las evaluaciones de la necesidad y la naturaleza de dichos estudios específicos del sitio.

#### C20.4 DEFINICIONES DE PARÁMETROS DE CLASE DE SITIO

La Sección 20.4 proporciona fórmulas para definir las clases de sitios de acuerdo con las definiciones de la Sección 20.3 y la Tabla 20.3-1.

ecuación (20.4-1) es para determinar la velocidad promedio efectiva de la onda de corte de pequeña deformación,  $v_s$ , a una profundidad de 100 pies (30 m) en un sitio. Esta ecuación define  $v_s$  como 100 pies (30 m) dividido por la suma de los tiempos para que una onda de corte viaje a través de cada capa dentro de los 100 pies (30 m) superiores, donde se calcula el tiempo de viaje para cada capa.

como el espesor de la capa dividido por la velocidad de la onda de corte de pequeña deformación para la capa. Es importante que se utilice este método de promediaciación porque puede resultar en una velocidad de onda de corte promedio significativamente más baja que la velocidad que se obtendría al promediar directamente las velocidades de las capas individuales.

Por ejemplo, considere un perfil de suelo que tiene cuatro capas de 25 pies (7,62 m) de espesor con velocidades de onda de corte de 500 pies/s (152,4 m/s), 1000 pies/s (304,8 m/s), 1500 pies/seg. s (457,2 m/s) y 2000 pies/s (609,2 m/s). El promedio aritmético de las velocidades de las ondas de corte es de 1250 ft/s (381,0 m/s) (correspondiente a la clase de sitio C), pero la ecuación (20.4-1) produce un valor de 960 ft/s (292,6 m/s) (correspondiente a la Clase de Sitio D). La ecuación (20.4-1) es apropiada porque las cuatro capas están representadas por una capa con el mismo tiempo de paso de onda.

ecuación (20.4-2) es para clasificar el sitio utilizando el promedio para número de golpes de resistencia a la penetración estándar,  $N$ , suelos N, suelos cohesivos y roca en los 100 pies (30 m) superiores. Un método de promediar análogo al método de Eq. (20.4-1) para la velocidad de la onda de corte. El valor máximo de  $N$  que se puede usar para cualquier profundidad de medición en suelo o roca es de 100 golpes=pie (305 golpes=m). Para la situación común en la que se encuentra roca, la resistencia a la penetración estándar,  $N$ , para las capas de roca se toma como 100.

ecuaciones (20.4-3) y (20.4-4) son para clasificar el sitio usando el la resistencia a la penetración estándar de las capas de suelo sin cohesión,  $N$  y la  $ch$ , resistencia al corte sin drenaje de las capas de suelo cohesivas,  $su$ , dentro de los 100 pies (30 m) superiores. Estas ecuaciones se proporcionan como una alternativa al uso de la ecuación (20.4-2), para lo cual se utilizan los valores de  $N$  en todos los materiales geológicos en los 100 pies (30 m) superiores. Donde usando las Ecs. (20.4-3) y (20.4-4), solo se utilizan los espesores respectivos de suelos sin cohesión y suelos cohesivos dentro de los primeros 100 pies (30 m).

#### REFERENCIAS

- Dobry, R., Borcherdt, RD, Crouse, CB, Idriss, IM, Joyner, WB, Martin, GR, et al. (2000). "Nuevos coeficientes de sitio y sistema de clasificación de sitios utilizados en las disposiciones recientes del código sísmico de construcción". Tierraq. Espectros, 16(1), 41–67.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (2001). NEHRP recomendó provisiones para regulaciones sísmicas para nuevos edificios y otras estructuras. FEMA 368. Consejo de Seguridad Sísmica de Edificios para FEMA, Washington, DC.

## CAPÍTULO C21

### PROCEDIMIENTOS DE MOVIMIENTO DEL SUELO ESPECÍFICOS DEL SITIO PARA EL DISEÑO SÍSMICO

#### C21.0 GENERALIDADES

Los procedimientos específicos del sitio para calcular los movimientos sísmicos del suelo incluyen análisis de respuesta dinámica del sitio y análisis de riesgo sísmico probabilístico y determinista (PSHA y DSHA), que pueden incluir análisis de respuesta dinámica del sitio como parte del cálculo. Es posible que se requiera el uso de procedimientos específicos del sitio en lugar del procedimiento general de las Secciones 11.4.2 a 11.4.7; La Sección C11.4.8 en 7-16 explica las condiciones bajo las cuales se requiere el uso de estos procedimientos. Dichos estudios deben ser completos y deben incorporar las interpretaciones científicas actuales. Debido a que normalmente hay más de una alternativa científicamente creíble para los modelos y valores de parámetros utilizados para caracterizar las fuentes sísmicas y los movimientos del suelo, es importante incorporar formalmente estas incertidumbres en un análisis específico del sitio. Por ejemplo, pueden existir incertidumbres en la ubicación, extensión y geometría de la fuente sísmica; magnitud máxima del terremoto; tasa de recurrencia de terremotos; atenuación del movimiento del suelo; condiciones locales del sitio, incluidas las capas del suelo y las propiedades dinámicas del suelo; y posibles efectos de propagación de ondas bidimensionales o tridimensionales. Se recomienda el uso de la revisión por pares para un análisis de movimiento del suelo específico del sitio.

El análisis del movimiento del suelo específico del sitio puede consistir en uno de los siguientes enfoques: (a) PSHA y posiblemente DSHA si el sitio está cerca de una falla activa, (b) PSHA/DSHA seguido de un análisis de respuesta dinámica del sitio, y (c) sitio dinámico análisis de respuesta únicamente. El primer enfoque se utiliza para calcular los movimientos del suelo para lecho rocoso o condiciones de suelo rígido (no más blando que el Sitio Clase D). En este enfoque, si el sitio consta de suelo rígido que recubre un lecho rocoso, por ejemplo, el analista tiene la opción de (a) calcular el movimiento del lecho rocoso del PSHA/DSHA y luego usar las tablas de coeficientes del sitio ( $F_a$  y  $F_v$ ) en la Sección 11.4.3 para ajustar la sobrecarga de suelo rígido o (b) calcular el espectro de respuesta en la superficie del suelo directamente desde el PSHA/DSHA. Este último requiere el uso de ecuaciones de atenuación para calcular los espectros de respuesta del sitio del suelo rígido (en lugar de los espectros de respuesta del lecho rocoso).

El segundo enfoque se utiliza cuando los suelos más blandos se superponen al lecho rocoso o los suelos rígidos. El tercer enfoque supone que no es necesario un PSHA/DSHA específico del sitio, pero que se debe realizar un análisis dinámico de la respuesta del sitio. Este análisis requiere la definición de un movimiento de suelo de afloramiento, que puede basarse en el espectro de respuesta amortiguado del 5 % calculado a partir de PSHA/DSHA u obtenido a partir del procedimiento general de la Sección 11.4. Se selecciona un conjunto representativo de historias de tiempo de aceleración y se escala para que sea compatible con este espectro de afloramiento.

Los análisis de respuesta dinámica del sitio que utilizan estas historias de aceleración como entrada se utilizan para calcular los movimientos en la superficie del suelo. Los espectros de respuesta de estos movimientos superficiales se utilizan para definir un espectro de respuesta de movimiento del suelo máximo considerado de terremoto (MCE).

Los enfoques descritos anteriormente tienen ventajas y desventajas. En muchos casos, la preferencia del usuario rige la selección, pero las condiciones geotécnicas en el sitio pueden dictar el uso de un enfoque sobre el otro. Si el lecho rocoso está a una profundidad mucho mayor que la extensión de las investigaciones geotécnicas del sitio, el enfoque directo de calcular el movimiento de la superficie del suelo en el PSHA/DSHA puede ser más razonable. Por otro lado, si el lecho rocoso es poco profundo y existe un gran contraste de impedancia entre él y el suelo suprayacente (es decir, la densidad multiplicada por la velocidad de la onda de corte del lecho rocoso es mucho mayor que la del suelo), el enfoque de dos pasos podría ser más apropiado.

Se desaconseja el uso de la aceleración máxima del suelo como ancla para un espectro de respuesta generalizado dependiente del sitio porque existen relaciones de atenuación del movimiento del suelo suficientemente sólidas para calcular los espectros de respuesta en entornos tectónicos del oeste y el este de EE. UU.

#### C21.1 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DEL SITIO

**C21.1.1 Movimientos básicos del terreno. Aceleración del movimiento del suelo**  
Se requieren historias que sean representativas de los movimientos horizontales de rocas en el sitio como entrada para el modelo de suelo. Cuando no se realiza un análisis de riesgo de movimiento del suelo específico del sitio, el espectro de respuesta MCE para el sitio Clase B (roca) se define utilizando el procedimiento general descrito en la Sección 11.4.1. Si el modelo está terminado en material de clase de sitio A, C o D, el espectro de respuesta MCE de entrada se ajusta de acuerdo con la Sección 11.4.3.

El sitio web del proyecto nacional de mapeo de riesgos sísmicos del Servicio Geológico de EE. UU. (USGS) ([earthquake.usgs.gov/hazards/products/conterminous](http://earthquake.usgs.gov/hazards/products/conterminous)) incluye opciones de desagregación de amenazas que se pueden usar para evaluar los tipos predominantes de fuentes, magnitudes y distancias sísmicas que contribuyen a la amenaza probabilística del movimiento del suelo. Las fuentes de históricas de tiempo de aceleración registrados incluyen las bases de datos del Consorcio de

Sitio web del centro de datos virtual de Organisations for Strong Motion Observation Systems (COSMOS) ([www.cosmos-eq.org](http://www.cosmos-eq.org)), la Investigación de Ingeniería de Terremotos del Pacífico (PEER)

Sitio web de Center Strong Motion Database ([peer.berkeley.edu/products/strong\\_ground\\_motion\\_db.html](http://peer.berkeley.edu/products/strong_ground_motion_db.html)), y el sitio web del Centro Nacional de Ingeniería de Datos de Movimiento Fuerte de EE. UU. (NCESMD) (<http://www.strongmotioncenter.org>). Los históricos de aceleración del movimiento del suelo en estos sitios generalmente se registraron en la superficie del suelo y, por lo tanto, se aplican a una condición de afloramiento y deben especificarse como tales en la entrada del código de análisis de respuesta del sitio (Kwok et al. 2007 tiene detalles adicionales).

**C21.1.2 Modelado de la condición del sitio.** Los criterios de modelado se establecen mediante investigaciones geotécnicas específicas del sitio que deben incluir (a) perforaciones con muestreo; (b) pruebas de penetración estándar (SPT), pruebas de penetrómetro de cono (CPT) y/u otras técnicas de investigación del subsuelo; y (c) laboratorio

pruebas para establecer los tipos de suelo, las propiedades y las capas. La profundidad de la roca o del material del suelo rígido debe establecerse a partir de estas investigaciones. La investigación debe extenderse al lecho rocoso o, para perfiles de suelo muy profundos, al material en el que se termina el modelo.

Aunque es preferible medir las velocidades de las ondas transversales en todas las capas del suelo, también es posible estimar las velocidades de las ondas transversales en función de las mediciones disponibles para suelos similares en el área local o mediante correlaciones con los tipos y propiedades del suelo. Kramer (1996) resume varias de estas correlaciones.

Por lo general, una columna de suelo unidimensional que se extiende desde la superficie del suelo hasta el lecho rocoso es adecuada para capturar las características de respuesta del sitio de primer orden. Para suelos muy profundos, el modelo de las columnas de suelo puede extenderse a suelos muy rígidos o muy densos en la profundidad de la columna. Los modelos de dos o tres dimensiones deben ser considerados para proyectos críticos cuando los efectos de propagación de ondas bidimensionales o tridimensionales pueden ser significativos (por ejemplo, sitios de terreno inclinado). Las capas de suelo en un modelo unidimensional se caracterizan por sus pesos unitarios totales y velocidades de onda de corte a partir de las cuales se pueden obtener módulos de corte de baja deformación (máxima) y por las relaciones que definen el comportamiento no lineal de tensión-deformación de corte de los suelos. Las relaciones requeridas para el análisis son a menudo en forma de curvas que describen la variación de la fuerza de corte del suelo.

módulo con deformación por corte (curvas de reducción de módulo) y por curvas que describen la variación del amortiguamiento del suelo con deformación por corte (curvas de amortiguamiento). En un modelo de dos o tres dimensiones, también se requieren velocidades de onda de compresión o módulos o relaciones de Poisson. En un análisis para estimar los efectos de la licuefacción en la respuesta del sitio del suelo, el modelo de suelo no lineal también debe incorporar la acumulación de presiones intersticiales del suelo y las consiguientes reducciones de la rigidez y la resistencia del suelo. Por lo general, las curvas de reducción del módulo y las curvas de amortiguamiento se seleccionan sobre la base de las relaciones publicadas para suelos similares (por ejemplo, Vucetic y Dobry 1991, Electric Power Research Institute 1993, Darendeli 2001, Menq 2003 y Zhang et al. 2005). Se pueden considerar pruebas dinámicas de laboratorio específicas del sitio en muestras de suelo para establecer características no lineales del suelo cuando las relaciones publicadas se consideren inadecuadas para los tipos de suelos presentes en el sitio. Las velocidades de las ondas de corte y compresión y los módulos máximos asociados deben seleccionarse con base en pruebas de campo para determinar estos parámetros o, si tales pruebas no son posibles, en las relaciones publicadas y la experiencia para suelos similares en el área local. Se debe estimar la incertidumbre en los módulos de corte máximos seleccionados, las curvas de reducción y amortiguamiento del módulo y otras propiedades del suelo (Darendeli 2001, Zhang et al.

2008). Se recomienda considerar los rangos de rigidez prescritos en la Sección 12.13.3 (aumentando y disminuyendo en un 50%).

#### C21.1.3 Análisis de respuesta del sitio y resultados computados.

Los métodos analíticos pueden ser equivalentemente lineales o no lineales. Los programas informáticos de uso frecuente para el análisis unidimensional incluyen el programa lineal equivalente SHAKE (Schnabel et al. 1972, Idriss y Sun 1992) y los programas no lineales FLAC (Itasca 2005); DESRA-2 (Lee y Finn 1978); MARDES (Chang et al. 1991); SUMDES (Li et al. 1992); D-MOD\_2 (Matasovic 2006); SUELO PROFUNDO (Hashash y Park 2001); TESS (Pyke 2000); y OpenSees (Ragheb 1994, Parra 1996 y Yang 2000). Si la respuesta del suelo induce grandes deformaciones en el suelo (como para niveles de aceleración altos y suelos blandos), los programas no lineales pueden ser preferibles a los programas lineales equivalentes. Para el análisis de los efectos de la licuefacción en la respuesta del sitio, se deben usar programas de computadora que incorporen el desarrollo de la presión del agua intersticial (análisis de estrés efectivo) (por ejemplo, FLAC, DESRA-2, SUMDES, D-MOD\_2, TESS, DEEPSOIL y OpenSees).

Los espectros de respuesta de los movimientos de salida en la superficie del suelo son

calculado como las proporciones de los espectros de respuesta de los movimientos de la superficie del suelo para ingresar los movimientos de las rocas aflorantes. Por lo general, se obtiene un promedio de las curvas de relación espectral de respuesta y se multiplica por el espectro de respuesta MCE de entrada para obtener el espectro de respuesta de la superficie terrestre MCE. Alternativamente, los resultados de los análisis de respuesta del sitio se pueden usar como parte del PSHA usando los procedimientos descritos por Goulet et al. (2007) y programado para su uso en OpenSHA ([www.opensha.org](http://www.opensha.org); Campo et al.

2005). Se deben realizar y considerar análisis de sensibilidad para evaluar los efectos de las incertidumbres de las propiedades del suelo al desarrollar el espectro de respuesta MCE final.

#### C21.2 MÁXIMO OBJETIVO DE RIESGO CONSIDERADO

##### TERREMOTO (MCER) MOVIMIENTO DEL SUELO ANÁLISIS DE RIESGO

Los movimientos de tierra del terremoto máximo considerado (MCER) específicos del sitio se basan en cálculos separados de movimientos de tierra probabilísticos y deterministas específicos del sitio.

Tanto los movimientos del suelo probabilísticos como los deterministas se definen en términos de una respuesta espectral amortiguada al 5% en la dirección máxima de la respuesta horizontal. La dirección máxima en el plano horizontal se considera el parámetro de intensidad de movimiento del suelo apropiado para el diseño sísmico usando el procedimiento de fuerza lateral equivalente (ELF) de la Sección 12.8 con la intención principal de evitar el colapso del sistema estructural.

La mayoría de las relaciones de movimiento del suelo se definen en términos de respuesta horizontal promedio (media geométrica). La respuesta máxima en el plano horizontal es mayor que la respuesta promedio en una cantidad que varía con el período. La respuesta máxima puede estimarse razonablemente factorizando la respuesta promedio por factores dependientes del período, como 1,1 en períodos cortos y 1,3 en un período de 1,0 s (Huang et al. 2008). La dirección máxima se adoptó como el parámetro de intensidad del movimiento del suelo para uso en el diseño sísmico en lugar de una consideración explícita de los efectos direccionales.

##### C21.2.1 Movimientos terrestres probabilísticos (MCER).

Los métodos de análisis de riesgo sísmico probabilístico (PSHA) y los cálculos subsiguientes de los movimientos del suelo probabilísticos orientados al riesgo basados en la salida del PSHA son suficientes para definir el movimiento del suelo MCER en todas las ubicaciones, excepto aquellas cercanas a fallas altamente activas. Las descripciones de los métodos PSHA actuales se pueden encontrar en McGuire (2004). El resultado principal de los métodos PSHA es la llamada curva de riesgo, que proporciona frecuencias anuales medias que superan varias amplitudes de movimiento del suelo especificadas por el usuario. Los movimientos del suelo probabilísticos dirigidos al riesgo se derivan de las curvas de peligro usando uno (o ambos para propósitos de comparación) de los métodos descritos en las siguientes dos subsecciones.

C21.2.1.1 Método 1. El método más simple pero más aproximado para calcular un movimiento del suelo probabilístico basado en el riesgo para cada período espectral en un espectro de respuesta es interpolar primero a partir de una curva de riesgo específica del sitio el movimiento del suelo para una frecuencia anual media, correspondiente al 2% de probabilidad de superación en 50 años (es decir, 1/2.475 por año). Luego, este movimiento del suelo de "peligro uniforme" se factoriza mediante el llamado coeficiente de riesgo para la ubicación del sitio que se basa en los mapeados en las Figs. 22-18 y 22-19. A través del método que se explica en la siguiente subsección, los coeficientes de riesgo mapeados se calcularon a partir de las curvas de riesgo del USGS para la clase de sitio B y períodos espetrales de 0,2 y 1,0 s.

C21.2.1.2 Método 2. El método directo para calcular el riesgo de movimientos probabilísticos específicos del suelo utiliza toda la curva de riesgo específica del sitio que resulta del PSHA. el cómputo es

detallada en Luco et al. (2007). En resumen, la curva de riesgo se combina con una fragilidad de colapso (o distribución de probabilidad de la amplitud del movimiento del suelo que provoca el colapso) que depende del propio movimiento del suelo probabilístico dirigido al riesgo. La combinación cuantifica el riesgo de colapso. De forma iterativa, el movimiento del suelo probabilístico dirigido por el riesgo se modifica hasta que la combinación de la fragilidad del colapso correspondiente con la curva de riesgo da como resultado un riesgo de colapso del 1% en 50 años.

Este objetivo se basa en el riesgo de colapso promedio en el oeste de los Estados Unidos que se espera que resulte del diseño para los movimientos de tierra probabilísticos MCE en ASCE 7.

#### C21.2.2 Movimientos terrestres deterministas (MCER).

Los movimientos determinísticos del suelo deben basarse en terremotos característicos en todas las fallas activas conocidas en una región. La magnitud de un terremoto característico en una falla determinada debe ser la mejor estimación de la magnitud máxima capaz de esa falla, pero no menor que la magnitud más grande que ha ocurrido históricamente en la falla. La magnitud máxima debe estimarse considerando toda la evidencia sísmica-geológica de la falla, incluidas la longitud de la falla y las observaciones paleosísmicas. Para fallas caracterizadas por tener más de un solo segmento, se debe considerar el potencial de ruptura de múltiples segmentos en un solo terremoto al evaluar la magnitud máxima característica de la falla.

Para mantener la coherencia, las mismas ecuaciones de atenuación y la variabilidad del movimiento del suelo que se usan en el PSHA se deben usar en el análisis determinista de riesgo sísmico (DSHA). También se deben hacer ajustes por directividad y/o efectos direccionales, cuando corresponda. En algunos casos, los métodos de simulación del movimiento del suelo pueden ser apropiados para la estimación de movimientos de período largo en sitios en cuencas sedimentarias profundas o de terremotos grandes ( $M \geq 8$ ) o gigantes ( $M \geq 9$ ), para los cuales se carece de datos registrados del movimiento del suelo..

Los valores de los coeficientes del sitio ( $F_a$  y  $F_v$ ) para establecer el suelo determinista (MCER) se introducen para incorporar tanto la amplificación del sitio como el ajuste de la forma del espectro, como se describe en el estudio de investigación "Investigación de una deficiencia identificada en el diseño sísmico". Procedimientos de ASCE 7-16 y Desarrollo de Mejoras Recomendadas para ASCE 7-16" (Kircher 2015). Este estudio encontró que las formas de los espectros de respuesta de los movimientos del suelo no estaban representadas con precisión por la forma del espectro de respuesta de diseño de la Figura 11.4-1 para las siguientes condiciones del sitio e intensidades del movimiento del suelo: (1) Sitio Clase D donde los valores de  $S_1 \geq 0,2$ ; y (2) Sitio Clase E donde los valores de  $SS \geq 1,0$  y/o  $S_1 \geq 0,2$ .

Se requirió un ajuste de los valores correspondientes de  $F_a$  y  $F_v$  para tener en cuenta esta diferencia en la forma del espectro, lo que provocaba que el espectro de respuesta del diseño subestimara los movimientos de período largo. Se consideraron dos opciones para abordar esta deficiencia. Para la primera opción, el sujeto de estudio desarrolló valores de nuevos factores de "ajuste de forma de espectro" ( $C_a$  y  $C_v$ ) que podrían usarse con factores de sitio ( $F_a$  y  $F_v$ ) para desarrollar valores apropiados de movimientos de suelo de diseño (SDS y SD1). La segunda opción, finalmente adoptada por ASCE 7-16, elude la necesidad de estos nuevos factores al requerir un análisis específico del sitio para las condiciones del sitio Clase D donde los valores de  $S_1 \geq 0,2$ , y para las condiciones del sitio Clase E donde los valores de  $SS \geq 1,0$  y/o  $S_1 \geq 0,2$  (es decir, nuevos requisitos de la Sección 11.4.8 de ASCE 7-16). Los factores de ajuste de la forma del espectro desarrollados por el tema de estudio para la Opción 1 proporcionan la base para los valores de los coeficientes del sitio ( $F_a$  y  $F_v$ ) propuestos para la Sección 21.2.2 y la Sección 21.3 que incorporan tanto la amplificación del sitio como el ajuste por la forma del espectro. Específicamente, el valor propuesto de  $F_v = 2,5$  para el Sitio Clase D se basa en el producto de 1,7 (Sitio Clase D

amplificación en  $S_1 = 0,6$ , sin ajuste de forma de espectro) y 1,5 (factor de ajuste de forma de espectro); el valor propuesto de  $F_v = 4,0$  se basa en el producto de 2,0 (amplificación de la clase E del sitio en  $S_1 = 0,6$  sin ajuste de la forma del espectro) y 2,0 (factor de ajuste de la forma del espectro), donde los valores del ajuste de la forma del espectro se toman de la Sección 6.2.2 (Tabla 11.4-4) del tema de estudio. El valor propuesto de  $F_a = 1,0$  se basa en el producto de 0,8 (amplificación de la Clase E del sitio en  $SS = 1,5$  sin ajuste de la forma del espectro) y 1,25 (factor de ajuste de la forma del espectro), donde el valor del ajuste de la forma del espectro se toma de la Sección 6.2.2 (Tabla 11.4-3) del tema de estudio. La amplificación del sitio ajustada por los efectos de la forma del espectro es aproximadamente independiente de la intensidad del movimiento del suelo y, para simplificar, se supone que los valores propuestos de los factores del sitio ajustados por la forma del espectro son válidos para todas las intensidades del movimiento del suelo.

**C21.2.3 MCER específico del sitio .** Debido al límite inferior determinista en el espectro MCER (Fig. 21.2-1), el movimiento del suelo MCER específico del sitio es igual al correspondiente movimiento del suelo probabilístico dirigido al riesgo siempre que sea menor que el límite determinista (p. ej., 1,5 g y 0,6 g durante 0,2 y 1,0 s, respectivamente, y Sitio Clase B). Cuando los movimientos de tierra probabilísticos son mayores que los límites inferiores, a veces gobiernan los movimientos de tierra deterministas, pero solo si son menores que sus contrapartes probabilísticas. En los mapas de movimiento del suelo MCER en ASCE/SEI 7-10, los movimientos deterministas del suelo gobiernan principalmente cerca de fallas importantes en California (como San Andreas) y Nevada. Los movimientos de tierra deterministas que gobiernan son tan pequeños como el 40% de sus contrapartes probabilísticas.

#### C21.3 ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO

El ochenta por ciento del espectro de respuesta de diseño determinado de acuerdo con la Sección 11.4.6 se estableció como el límite inferior para evitar la posibilidad de que los estudios específicos del sitio generen movimientos del suelo irrazonablemente bajos debido a la posible aplicación incorrecta de los procedimientos específicos del sitio o la mala interpretación o los errores en la cuantificación de los insumos básicos de estos procedimientos. Incluso si los estudios específicos del sitio se realizaron correctamente y dieron como resultado espectros de respuesta del movimiento del suelo inferiores al límite inferior del 80 %, se reconoció la incertidumbre en el potencial sísmico y la atenuación del movimiento del suelo en los Estados Unidos al establecer este límite. Bajo estas circunstancias, se consideró razonable la concesión de hasta un 20% de reducción en el espectro de respuesta de diseño basado en estudios específicos del sitio.

Como se describe en la Sección 21.2.2, se introducen los valores de los coeficientes del sitio ( $F_a$  y  $F_v$ ) para establecer el suelo determinista (MCER) para incorporar tanto la amplificación del sitio como el ajuste de la forma del espectro.

Aunque el límite inferior del 80 % es razonable para los sitios que no están clasificados como sitios de clase F, se ha introducido una excepción al final de esta sección para permitir que se utilice una clase de sitio distinta de E para establecer este límite cuando un sitio está clasificado como F. Esta revisión elimina la posibilidad de un espectro de diseño demasiado conservador en sitios que normalmente se clasificarían como sitio Clase C o D.

#### C21.4 PARÁMETROS DE ACELERACIÓN DE DISEÑO

Los criterios de SDS de la Sección 21.4 se basan en la premisa de que el valor del parámetro SDS debe tomarse como el 90 % del valor máximo de la aceleración espectral de respuesta específica del sitio, independientemente del período (mayor o igual a 0,2 s) en el que se produce el valor máximo de la aceleración espectral de respuesta. Consideración de períodos

más allá de 0,2 s reconoce que los estudios específicos del sitio (p. ej., condiciones de sitio más suaves) pueden producir espectros de respuesta con ordenadas en períodos superiores a 0,2 s que son significativamente mayores que los de 0,2 s. Los períodos de menos de 0,2 s se excluyen por coherencia con la definición de período de 0,2 s del parámetro de movimiento del suelo de período corto, S<sub>s</sub>, y para reconocer que ciertos sitios, como los sitios del centro y este de los Estados Unidos (CEUS), podrían tener una respuesta máxima en períodos muy cortos que serían inadecuados para definir el valor del parámetro SDS. El límite superior de 5 s impide la verificación innecesaria de la respuesta en períodos que no pueden controlar el valor máximo de la aceleración espectral de respuesta específica del sitio. El noventa por ciento (en lugar del 100 %) del valor máximo de la aceleración espectral de respuesta específica del sitio se considera apropiado para definir el parámetro SDS (y el dominio de aceleración constante) ya que la mayoría de las estructuras de período corto tienen un período de diseño que no está en o cerca del período de aceleración espectral de respuesta máxima. Lejos del período de respuesta pico, las aceleraciones espectrales de respuesta son menores y el dominio de aceleración constante se describe adecuadamente por el 90% del valor pico. Para aquellas estructuras de período corto con un período de diseño en o cerca del período de aceleración espectral de respuesta máxima, la fluencia anticipada de la estructura durante los movimientos del suelo MCER alarga efectivamente el período y cambia la respuesta dinámica a períodos más largos en los que la demanda espectral es siempre menor que eso . en el pico del espectro.

Los criterios SD1 de la Sección 21.4 se basan en la premisa de que el valor del parámetro SD1 debe tomarse como el 100 % del valor máximo de la aceleración espectral de respuesta específica del sitio para un rango de período, 1 s  $\leq$  T  $\leq$  2 s, para estructuras más rígidas. sitios vs,30 ft=s > 1,200 ft=s (vs,30 m=s > 366 m=s) similar a los requisitos anteriores de la Sección 21.4 de ASCE 7-10 y para un rango de período, 1 s  $\leq$  T  $\leq$  5 s, para sitios más blandos vs,30 ft=s  $\leq$  1200 ft=s (vs,30 m=s > 366 m=s), que se espera que tengan valores máximos de velocidad espectral de respuesta en períodos superiores a 2 s. Los criterios utilizan el valor máximo del producto, TS<sub>a</sub>, durante el rango de período de interés para identificar efectivamente el período en el que se produce el valor máximo de la velocidad espectral de respuesta. La consideración de períodos más allá de 1 s da cuenta de la posibilidad de que la proporcionalidad 1=T supuesta para la porción de velocidad constante del espectro de respuesta de diseño comience en períodos mayores que 1 s o sea en realidad 1=T<sub>n</sub> (donde n < 1). Los períodos de menos de 1 s se excluyen por coherencia con la definición del parámetro de movimiento del suelo de 1 s, S<sub>1</sub>. Se espera que la respuesta de velocidad máxima ocurra en períodos menores o iguales a 5 s, y los períodos más allá de 5 s están excluidos por los criterios para evitar el posible uso indebido de movimientos de tierra de períodos muy largos que pueden no ser confiables. El cien por ciento (en lugar de un porcentaje reducido) del valor pico de la aceleración espectral de respuesta específica del sitio en el período de respuesta de velocidad pico se considera apropiado para definir el valor del parámetro SD1 , ya que las aceleraciones espectrales de respuesta pueden ser aproximadamente proporcionales a la supuesta 1=Forma T del dominio de velocidad constante para períodos de diseño de interés.

## C21.5 TERREMOTO MÁXIMO CONSIDERADO

### MEDIA GEOMÉTRICA (MCEG) TERRENO DEL PICO ACCELERACIÓN

Los requisitos específicos del sitio para la determinación de la aceleración máxima del suelo (PGA) se proporcionan en una nueva Sección 21.5 que es paralela a los procedimientos para desarrollar espectros de respuesta específicos del sitio en la Sección 21.2. La aceleración máxima del suelo MCE específica del sitio, PGAM, se toma como la menor de la aceleración máxima del suelo media geométrica probabilística de la Sección 21.5.1 y la aceleración máxima del suelo media geométrica determinista de la Sección 21.5.2. Similar a las disposiciones para espectros específicos del sitio, un límite inferior determinista

se prescribe para PGAM con la intención de limitar la aplicación de movimientos de tierra deterministas a las regiones del sitio que contienen fallas activas donde los movimientos de tierra probabilísticos son excesivamente altos. Sin embargo, el límite inferior determinista para PGAM (en g) se establece en un valor inferior, 0,5 FPGA, que el valor establecido para la aceleración espectral de respuesta de período cero, 0,6 Fa. La justificación del valor del límite determinista inferior para los espectros se basa en el deseo de limitar los valores espectrales mínimos, para propósitos de diseño estructural, a los valores dados por el Código Uniforme de Construcción (UBC) de 1997 para la Zona 4 (multiplicados por un factor de 1.5 para ajustarse al nivel MCE). Esta justificación no es aplicable a PGAM para aplicaciones geotécnicas y, por lo tanto, se seleccionó un valor más bajo de 0.5 FPGA . La sección 21.5.3 de ASCE 7-10 establece que la aceleración máxima del suelo del MCE específico del sitio no puede ser inferior al 80 % del PGAM derivado de los mapas de PGA. El límite del 80% es una base de larga data para los análisis específicos del sitio en reconocimiento de las incertidumbres y limitaciones asociadas con los diversos componentes de una evaluación específica del sitio.

## REFERENCIAS

- Chang, C.-Y., Mok, CM, Power, MS y Tang, YK (1991). "Análisis de la respuesta del suelo en el sitio de experimentos de interacción suelo-estructura a gran escala de lotung". Informe NP-7306-SL. EPRI, Palo Alto, California.
- Darendeli, M. (2001). "Desarrollo de una nueva familia de curvas de reducción de módulo normalizado y amortiguamiento de materiales". Doctor. Disertación, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Texas, Austin.
- Instituto de Investigaciones en Energía Eléctrica (EPRI). (1993). "Directrices para determinar los movimientos básicos del terreno de diseño". Informe EPRI TR-102293. EPRI, Palo Alto, CA.
- Field, EH, Gupta, N., Gupta, V., Blanpied, M., Maechling, P. y Jordan, TH (2005). "Cálculos de peligros para el pronóstico WGCEP-2002 utilizando OpenSHA y tecnologías de objetos distribuidos". Sísmico. Res. Lett., 76, 161–167.
- Goulet, CA, Stewart, JP, Bazzurro, P. y Field, EH (2007). "Integración de los resultados del análisis de la respuesta del suelo específicos del sitio en los análisis de riesgo sísmico probabilístico". Documento 1486, Proc., 4th Intl. Conferencia sobre Ingeniería Geotécnica de Terremotos, Thessaloniki, Grecia, CRC Press, Boca Raton, FL.
- Hashash, YMA y Park, D. (2001). "Propagación del movimiento del suelo sísmico unidimensional no lineal en la bahía de Mississippi". Ing. Geol., 62(1-3), 185–206.
- Huang, Y.-N., Whittaker, AS y Luco, N. (2008). "Demandas espectrales máximas en la región cercana a la falla". Tierraq. Espectros, 24(1), 319–341.
- Idriss, IM y Sun, JI (1992). Manual de usuario de SHAKE91. Centro de Modelado Geotécnico, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de California, Davis.
- Grupo Consultoría Itasca. (2005). FLAC, Análisis Langrangiano Rápido de Continua, v. 5.0. Itasca Consulting Group, Minneapolis, MN.
- Kircher, CA (2015). Investigación de una deficiencia identificada en los procedimientos de diseño sísmico de ASCE 7-16 y desarrollo de mejoras recomendadas para ASCE 7-16, preparado para Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington, DC, preparado por Kircher & Associates, Consulting Engineers, Palo Alto, CA, 15 de marzo de 2015. [https://cymcdn.com/sites/www.nibs.org/resource/resmgr/BSSC2/Seismic\\_Factor\\_Study.pdf](https://cymcdn.com/sites/www.nibs.org/resource/resmgr/BSSC2/Seismic_Factor_Study.pdf)
- Kramer, SL (1996). Ingeniería geotécnica sísmica, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Kwok, AOL, Stewart, JP, Hashash, YMA, Matasovic, N., Pyke, R., Wang, Z., et al. (2007). "Uso de soluciones exactas de problemas de propagación de ondas para guiar la implementación de procedimientos de análisis de respuesta sísmica del suelo no lineal". J. Geotecnología. Geotorno. Ing. 133(11), 1385–1398.
- Lee, MKW y Finn, WDL (1978). DESRA-2, Análisis dinámico de respuesta de estrés efectivo de depósitos de suelo con límite de transmisión de energía, incluida la evaluación del potencial de licuefacción, Soil Mechanics Series 36, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de British Columbia, Vancouver.
- Li, XS, Wang, ZL y Shen, CK (1992). SUMDES, un procedimiento no lineal para el análisis de respuesta de sitios en capas horizontales sujetos a cargas sísmicas multidireccionales. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Davis.
- Luco, N., Ellingwood, BR, Hamburger, RO, Hooper, JD, Kimball, JK y Kircher, CA (2007). "Diseño sísmico orientado al riesgo versus diseño sísmico actual"

- mapas para los Estados Unidos contiguos." proc. 76.<sup>a</sup> Convención Anual de la SEAOC. Asociación de Ingenieros Estructurales de California, Sacramento, CA.
- Matasovic, N. (2006). "D-MOD\_2: un programa de computadora para el análisis de respuesta sísmica de depósitos de suelo en capas horizontales, presas de relleno de tierra y vertederos de desechos sólidos". Manual del usuario, GeoMotions, LLC, Lacey, WA, 20 (más Apéndices).
- McGuire, RK (2004). Análisis de peligros y riesgos sísmicos, Monografía, MNO 10. Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica, Oakland, CA, 221.
- Meng, F. (2003). "Propiedades dinámicas de los suelos arenosos y con grava". Doctor. Disertación, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Texas, Austin.
- Parra, E. (1996). "Modelado numérico de licuefacción y deformación lateral del suelo, incluida la movilidad cíclica y la respuesta de dilatación en sistemas de suelo". Doctor. Disertación, Departamento de Ingeniería Civil, Instituto Politécnico Rensselaer, Troy, NY.
- Pyke, RM (2000). "TESS: un programa informático para análisis de respuesta del suelo no lineal". Sistemas y software de ingeniería TAGA, Lafayette, CA.
- Ragheb, AM (1994). "Análisis numérico de deformaciones inducidas sísmicamente en estratos de suelos granulares saturados". Doctor. Disertación, Departamento de Ingeniería Civil, Instituto Politécnico Rensselaer, Troy, NY.
- Schnabel, PB, Lysmer, J. y Seed, HB (1972). SHAKE: un programa informático para el análisis de la respuesta a terremotos de sitios con capas horizontales,
- Informe EERC 72-12, Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica, Universidad de California, Berkeley.
- Vucetic, M. y Dobry, R. (1991). "Efecto de la plasticidad del suelo en la respuesta cíclica". J. Geotecnología. Ing., 117(1), 89–107.
- Yang, Z. (2000). "Modelado numérico de la respuesta del sitio del terremoto, incluida la dilatación y la licuefacción". Doctor. Disertación, Departamento de Ingeniería Civil e Ingeniería Mecánica, Universidad de Columbia, Nueva York.
- Zhang, J., Andrus, RD y Juang, CH (2005). "Relaciones normalizadas del módulo de corte y la relación de amortiguamiento del material". J. Geotecnología. Geoenviron., 131(4), 453–464.
- Zhang, J., Andrus, RD y Juang, CH (2008). "Incertidumbre del modelo en el módulo de corte normalizado y las relaciones de amortiguamiento". J. Geotecnología. Geotorno. Ing., 134(1), 24–36.

## OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

- Abrahamson, NA (2000). "Efectos de la directividad de ruptura en el análisis probabilístico de peligro sísmico". proc. 6<sup>a</sup> Internacional Conferencia sobre Zonación Sísmica, Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica, Oakland, CA.
- Somerville, PG, Smith, NF, Graves, RW y Abrahamson, NA (1997). "Modificación de las relaciones empíricas de atenuación del movimiento del suelo fuerte para incluir los efectos de amplitud y duración de la directividad de ruptura". Sísmico. Res. Lett., 68, 199–222.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C22

## MAPAS DE MOVIMIENTO SÍSMICO DEL TERRENO, TRANSICIÓN DE PERÍODO LARGO Y COEFICIENTES DE RIESGO

Al igual que las Disposiciones NEHRP (2009) y ASCE/SEI 7-10, este estándar sigue utilizando mapas de contorno de movimiento del suelo de terremoto máximo considerado (MCER) con aceleraciones de respuesta espectral de 0,2 s y 1,0 s (Figs. 22-1 hasta la 22-8), los mapas de aceleración pico del suelo de la media geométrica máxima considerada del terremoto (MCEG, por sus siglas en inglés) (Figs. 22-9 a 22-13), y los coeficientes de riesgo mapeados a 0,2 s y 1 s (Figs. 22-18 y 22-19). Sin embargo, la base de estos valores mapeados para los Estados Unidos contiguos ha sido actualizada por EE. UU.

Servicio Geológico (USGS), como se describe a continuación.

Además, en consonancia con los procedimientos específicos del sitio de la Sección 21.2.1.2 de ASCE/SEI 7-10 y esta norma, pero a diferencia de los mapas de movimiento del terreno MCER de ASCE/SEI 7-10 (y a diferencia de los procedimientos específicos del sitio del 2009 Disposiciones recomendadas por NEHRP para regulaciones sísmicas para edificios nuevos y otras estructuras), también se actualizó (de 0,8 a 0,6) la desviación estándar logarítmica de la fragilidad del colapso utilizada para determinar los valores de MCER mapeados para los Estados Unidos continentales. Aunque este estándar también continúa utilizando períodos de transición de período largo mapeados (Figs. 22-14 a 22-17), estos valores mapeados no se han actualizado. Incluso para los Estados Unidos contiguos, no se esperan cambios significativos en los cálculos de desagregación que subyacen a los períodos de transición de período largo mapeados en ASCE/SEI 7-10.

Los mapas de movimiento del suelo MCER, aceleración máxima del suelo MCEG y coeficiente de riesgo incorporan los últimos modelos de peligro sísmico desarrollados por el USGS para los Mapas Nacionales de Peligro Sísmico de EE.

Para los Estados Unidos contiguos, el último modelo de USGS está documentado en Petersen et al. (2013, 2014). Este modelo de 2014 reemplaza las versiones lanzadas en 1996, 2002 y 2008. Los cambios más significativos para el modelo de 2014 se dividen en cuatro categorías, de la siguiente manera:

1. Para las fuentes del centro y este de los Estados Unidos (CEUS): • Desarrolló un catálogo de terremotos basado en la magnitud del momento hasta 2012, reemplazando el catálogo basado en 2008 mb; • Estimaciones actualizadas de la integridad del catálogo de terremotos, catálogo de parámetros estadísticos, tratamiento de la sismicidad no tectónica y tratamiento de la incertidumbre de magnitud; • Se actualizó la distribución de magnitud máxima (Mmax) para terremotos de fondo con base en un nuevo análisis de terremotos globales en regiones continentales estables; • Se actualizó la zonificación para la magnitud máxima, conservando el modelo de dos zonas que distingue las zonas de cráton y margen utilizadas en mapas anteriores, y se agregó un nuevo modelo de cuatro zonas basado en la Sísmica central y oriental de EE. UU.
- Proyecto de Caracterización de Fuentes para Instalaciones Nucleares (CEUS-SSCn 2012) delineando el cráton, el margen paleozoico, el margen mesozoico y la costa del golfo;

- Se actualizaron los algoritmos de suavizado para la sismicidad de fondo, manteniendo el modelo de suavizado gaussiano de longitud fija anterior y agregando un modelo de suavizado adaptativo de tipo vecino más cercano; • Se actualizó el modelo fuente de Nuevo Madrid, incluida la geometría de fallas, las tasas de recurrencia de grandes terremotos y las magnitudes alternativas de M6.6–M8.0 (manteniendo el peso más alto alrededor de M7.5);
- Fuentes sísmicas adaptadas como Charleston, Wabash, Charlevoix, lineamiento Commerce, East Rift Margin, Mariana con base en el modelo CEUS-SSCn (2012); y • Se actualizó el tratamiento de los terremotos que son potencialmente inducidos por la inyección de fluidos subterráneos.
- 2. Para la corteza intermontañosa del oeste y del noroeste del Pacífico fuentes:
  - Consideró las recomendaciones del Grupo de Trabajo sobre Terremotos de la Provincia de Cuenca y Cordillera sobre distribuciones de frecuencia de magnitud para fuentes de fallas, parámetros de suavizado, comparación de tasas de sismicidad históricas y modeladas, tratamiento de incertidumbre de magnitud, evaluación de magnitud máxima, modelado de pares de fallas antíticas, deslizamiento incertidumbres de velocidad e incertidumbre de buzamiento para fallas normales (Lund 2012); • Se actualizó el catálogo de terremotos y el tratamiento de la incertidumbre de magnitud en los cálculos de tasas; • Se incorporaron buzamientos para fallas normales de 35°, 50° y 65°, pero se aplicó la tasa de terremoto de falla usando solo el buzamiento de 50° a las tres alternativas; • Parámetros de fallas actualizados para fallas en Utah basados en nuevos conjuntos de datos y modelos proporcionados por el Servicio Geológico de Utah y el Grupo de Trabajo sobre Probabilidades de Terremotos de Utah; • Introdujo nuevos modelos combinados de inversión geológica y geodésica para evaluar las tasas de deslizamiento de fallas en las fuentes de fallas; • Implementó nuevos modelos para las geometrías y tasas de ruptura del terremoto de Cascadia basados en estudios en tierra (paleo tsunami) y en alta mar (turbidita); • Se actualizó el modelo para terremotos profundos (intralosa) a lo largo de las costas de Oregón y Washington, incluida una nueva distribución de profundidad para terremotos intralosa; • Permitido para un Mmax hasta M8.0 para terremotos corticales e intralosa; y • Se agregó la fuente de fallas de Tacoma y se actualizó la fuente de fallas de South Whidbey Island en Washington.

## 3. Para fuentes de California:

- El USGS trabajó en cooperación con el Sur California Earthquake Center y el estado de California para desarrollar un nuevo modelo de fuente sísmica basado en el Pronóstico Uniforme de Ruptura de Terremotos de California, Versión 3 (WGCEP 2013) y nuevos pronósticos de terremotos para

California, que incluyen muchas más rupturas multisegmento que en ediciones anteriores de los mapas. Estos modelos se desarrollaron durante los últimos años e involucraron una importante actualización de la metodología para calcular la recurrencia de terremotos.

4. Para modelos de movimiento del suelo (o "relaciones de atenuación"):
  - Se incluyeron nuevos modelos sísmicos de movimiento del suelo para terremotos corticales someros activos (NGA-West 2) y sismos intraplaca relacionados con la zona de subducción; • Se ajustó el modelo de incertidumbre epistémica adicional para tener en cuenta la variabilidad regional y la disponibilidad de datos; • Se actualizaron los pesos de la ecuación de predicción del movimiento del suelo utilizando un nuevo análisis residual basado en la base de datos de movimiento del suelo del este de atenuación de próxima generación (NGA), se reevaluaron los pesos del modelo a la luz de un estudio preliminar del movimiento del suelo del Electric Power Research Institute ([EPRI 2013](#)) y se incluyeron ecuaciones de predicción del movimiento del suelo recientemente publicadas para regiones continentales estables; • Se incorporaron modelos de movimiento del suelo nuevos y antiguos evaluados: cinco ecuaciones para el oeste de los Estados Unidos (WUS), nueve para el CEUS y cuatro para la interfaz de subducción y los terremotos dentro de la losa; y • Aumentó la distancia máxima de 200 km (124,3 millas) a 300 km (186,4 millas) al calcular el movimiento del suelo a partir de fuentes de la corteza WUS.

Los Mapas Nacionales de Peligro Sísmico actualizados de 2014 difieren de los mapas de 2008 en una variedad de formas. Los nuevos movimientos del suelo varían localmente dependiendo de cambios complicados en los modelos subyacentes. En el CEUS, el nuevo catálogo de terremotos, los modelos completos, los algoritmos de suavizado, los ajustes de incertidumbre de magnitud y los modelos de falla aumentan el peligro en algunos lugares, y el nuevo esquema de ponderación del modelo de movimiento del suelo generalmente reduce los movimientos del suelo. Los mapas resultantes para el CEUS pueden diferir en un 20 % en comparación con los mapas de 2008 debido a las interacciones entre las diversas partes de los modelos resumidos en las viñetas anteriores. En la región Intermountain West, los modelos combinados de inversión geológica y geodésica aumentan el peligro a lo largo de la falla de Wasatch y la región central de Nevada, pero los nuevos movimientos de tierra NGA West2 tienden a reducir el peligro en las paredes colgantes de las fallas normales con respecto a los mapas de 2008. . Estos efectos que se contrarrestan pueden dar lugar a complicados patrones de cambios. En el noroeste del Pacífico, el nuevo modelo de fuente de Cascadia hace que el peligro aumente hasta en un 40 % en la zona de subducción del sur de Cascadia debido a la adición de posibles terremotos de M8 y mayores, pero el modelo hace que el peligro disminuya ligeramente a lo largo del norte de Cascadia zona de subducción debido a la reducción de las tasas de terremotos en relación con el modelo de riesgo USGS de 2008. Los movimientos de tierra de subducción de los nuevos modelos caen más rápido con la distancia que los movimientos en los modelos anteriores, pero también tienden a ser más altos cerca de las rupturas de fallas. En California, el nuevo modelo UCERF3 ([WGCEP 2013](#)) da cuenta de los terremotos que rompen múltiples fallas, produciendo magnitudes mayores que las aplicadas en el modelo anterior, pero con tasas de recurrencia más pequeñas. Sin embargo, también incluyen nuevos modelos de movimiento del suelo para terremotos de deslizamiento, nuevas tasas de deslizamiento de inversiones geodésicas-geológicas combinadas, nuevas fallas y un modelo de sismicidad de suavizado adaptativo que puede aumentar localmente el peligro en comparación con el modelo anterior. En un sitio específico, es importante examinar todos los cambios del modelo, documentados en Petersen et al. ([2013](#)) y Petersen ([2014](#)), para determinar por qué los movimientos del suelo pueden haber aumentado o disminuido.

Los efectos combinados de las actualizaciones del modelo de riesgo del USGS y de la desviación estándar logarítmica de la fragilidad del colapso ("valor beta") en los mapas de movimiento del suelo MCER y MCEG se muestran en las Tablas C22-2 a C22-4 para el mismo 34

ubicaciones consideradas en las Disposiciones del NEHRP de 2009 y 2015 enumeradas en la Tabla C22-1. En las tablas, los movimientos del terreno MCER (SS y S1) y MCEG (PGA) de los mapas propuestos se comparan con los de ASCE/SEI 7-10 (y sus equivalentes del Código Uniforme de Construcción de 1997). Además, los coeficientes de sitio actualizados de este estándar y los de ASCE/SEI 7-10 se aplican a los valores mapeados correspondientes para proporcionar ejemplos de las aceleraciones de respuesta espectral de diseño (SDS y SD1) y las aceleraciones máximas del suelo ajustadas al sitio (PGAM) para una clase de sitio indeterminada (Sitio Clase D en ASCE/SEI 7-10, el peor caso de Sitio Clases C y D en este estándar). Por último, en las tablas también se comparan las categorías de diseño sísmico (SDC) correspondientes a las aceleraciones de respuesta espectral de diseño.

Es importante tener en cuenta que los valores actualizados de SDS, SD1 y PGAM en las columnas ASCE/SEI 7-16 de las tablas y los SDC actualizados incluyen los cambios aprobados en los coeficientes del sitio, un aumento de hasta el 20 % para un clase de sitio indeterminada. Sin embargo, a partir de las Tablas C22-2 y C22-3, es evidente que el SDC más severo de SDS y SD1 no cambia para todos menos dos de los 34 lugares. Las excepciones son las ubicaciones en Los Ángeles y San Mateo, donde el SDC basado solo en SD1 (y S1) disminuye de E a D. Para la ubicación de Las Vegas, el SDC basado solo en SDS aumenta de C a D, pero el SDC basado en SD1 ya era D en ASCE/SEI 7-10. Un examen minucioso del mapa SS revela algunas áreas adicionales donde el SDC basado solo en SDS aumenta en relación con ASCE/SEI 7-10, más notablemente:

- En el sureste de New Hampshire, el centro de Virginia y en la frontera entre Tennessee y Carolina del Norte, la SS aumenta debido a (i) la inclusión de un algoritmo adaptativo ampliamente utilizado (a diferencia del de longitud fija) para suavizar las tasas históricas de sismicidad, lo que aumenta el riesgo en áreas de sismicidad histórica agrupada, y (ii) cambios en las magnitudes históricas de los terremotos y sus tasas en función de las características de la fuente sísmica central y oriental de los EE. UU.
- zation for Nuclear Facilities project ([CEUS-SSCn 2012](#)), financiado por el Departamento de Energía de EE. UU., el Instituto de Investigación de Energía Eléctrica y la Comisión Reguladora Nuclear de EE. UU.
- En el sudoeste de Oklahoma, la SS aumenta debido a la inclusión de un rango mucho más amplio de magnitudes y tasas de terremotos potenciales para la falla de Meers, según CEUS-SSCn ([2012](#)).

En las 34 ubicaciones antes mencionadas, los valores de PGA ASCE/SEI 7-16 de la Tabla C22-4, que solo se han visto afectados por las actualizaciones de los Mapas Nacionales de Riesgos Sísmicos del USGS (no el valor beta actualizado), están dentro del 20 % de los respectivos valores ASCE/SEI 7-10, con las excepciones a continuación. Recuerde que una disminución del 20 % es lo máximo permitido cuando un el análisis de peligros específico del sitio se realiza de acuerdo con el Capítulo 21.

- Para la ubicación de San Diego, el aumento en el valor de PGA (y el valor de SS discutido a continuación) se debe a una combinación de la adición de más fallas en alta mar, la consideración de datos geodésicos (GPS), la inclusión de terremotos de menor magnitud que pueden contribuyen significativamente a los valores de PGA (y aceleraciones de respuesta espectral de 0,2 s) y los aumentos en los movimientos del suelo para terremotos de gran magnitud cerca de fallas de deslizamiento de las relaciones de atenuación NGA-West 2 actualizadas.
- Para Vallejo, el aumento en el valor de PGA se debe principalmente al alargamiento de la falla de West Napa basado en

Tabla C22-1 Latitudes y longitudes para las cuales se comparan los movimientos de tierra MCER y MCEG de ASCE/SEI 7-16 y ASCE/SEI 7-10  
en las Tablas C22-2 a C22-4

Región	Ciudad y ubicación del sitio			Condado o área estadística metropolitana	
	Nombre	Latitud	Longitud	Nombre	Población
Sureste de California	Los Angeles	34.05	−118.25	Los Angeles	9,948,081
	ciudad del siglo	34.05	−118.40		
	Crestanorte	34.20	−118.55		
	Playa Larga	33.80	−118.20		
	Irvine	33.65	−117.80	naranja	3,002,048
	Orilla	33.95	−117.40	Orilla	2,026,603
	San Bernardino	34.10	−117.30	San Bernardino	1,999,332
	San Luis Obispo	35.30	−120.65	San Luis Obispo	257,005
	San Diego	32.70	−117.15	San Diego	2,941,454
	santa Bárbara	34.45	−119.70	santa Bárbara	400,335
	ventura	34.30	−119.30	ventura	799,720
	Población total—S. California	22.349.098		Población: 8 condados	21,374,788
California del norte	Oakland	37.80	−122.25	alameda	1,502,759
	Concordia	37.95	−122.00	contracosta	955,810
	Monterrey	36.60	−121.90	Monterrey	421,333
	sacramento	38.60	−121.50	sacramento	1,233,449
	San Francisco	37.75	−122.40	San Francisco	776,733
	San Mateo	37.55	−122.30	San Mateo	741,444
	San Jose	37.35	−121.90	Santa Clara	1,802,328
	Santa Cruz	36.95	−122.05	Santa Cruz	275,359
	Vallejo	38.10	−122.25	Solano	423,473
	Santa Rosa	38.45	−122.70	Sonoma	489,290
	Población total—N. California	14.108.451		Población: 10 condados King, WA Pierce, WA Snohomish,	8,621,978
	Seattle	47.60	−122.30	WA Portland Metro, OR (3)	1,826,732
noroeste pacífico	tacoma	47.25	−122.45		766,878
	Everett	48.00	−122.20		669,887
	Pórtland	45.50	−122.65		1,523,690
	Población total—OR y WA	10.096.556		Población: 6 condados Salt Lake, UT Ada/Canyon, ID (2)	4,787,187
Otros WUS	Salt Lake City	40.75	−111.90		978,701
	Boise	43.60	−116.20		532,337
	reno	39.55	−119.80	Washoe, NV	396,428
	Población	36.20	−115.15	Clarke, NV	1,777,539
CEUS	total de Las Vegas—ID/UT/NV St.	6.512.057		Población—5 condados St.	3,685,005
	Louis	38.60	−90.20	Louis MSA (16)	2,786,728
	Memphis	35.15	−90.05	Memphis MSA (8)	1,269,108
	charlestón	32.80	−79.95	MSA de Charleston (3)	603,178
	chicago	41.85	−87.65	MSA de Chicago (7)	9,505,748
	Nueva York	40.75	−74.00	MSA de Nueva York (23)	18,747,320
	Población total: MO/TN/SC/IL/NY	48.340.918		Población: 57 condados	32,912,082

Nota: Las 34 ubicaciones provienen de las Disposiciones NEHRP de 2009 y 2015. Es importante tener en cuenta que estos lugares son solo uno de muchos en las ciudades nombradas, y sus movimientos de suelo pueden ser significativamente diferentes a los de otros lugares de las ciudades.

- el modelo estatal de fallas de la comunidad (ver [WGCEP 2013](#)).
- Para Reno, el aumento en el valor de PGA es principalmente causada por las relaciones de atenuación NGA-West 2. Nota que las relaciones de atenuación NGA-West 2 se basan en el doble de los datos de movimiento fuerte utilizados para NGA-West 1 relaciones.
- Para Las Vegas, el aumento en el valor de PGA (y SS y S1 valores discutidos a continuación) es causada principalmente por un aumento en la tasa estimada de terremotos en la falla de Eglington, basado en estudios recientes y una recomendación del estado geólogo de Nevada.
- Para Memphis, el aumento en el valor de PGA es causado por consideración de un modelo alternativo para el Nuevo Madrid Zona Sísmica en base al mencionado CEUS-SSCn referencia ([2012](#)).

- Para Charleston, el aumento en el valor PGA (y el valor SS discutido a continuación) es causada por la reevaluación de los datos de los terremotos de Charleston y la consiguiente revisión de la Modelo de fuente sísmica de Charleston ([CEUS-SSCn 2012](#)). los USGS adoptó este modelo revisado basado en su propio análisis, así como las recomendaciones de su comité directivo y participantes de un taller regional.

Los valores ASCE/SEI 7-16 SS de la Tabla C22-2 han sido afectado por la actualización del valor beta ASCE/SEI 7-10 (tierra cambios de movimiento de hasta aproximadamente un 10%), además de la Mapas Nacionales de Peligro Sísmico del USGS actualizados. Los únicos lugares donde los valores SS han cambiado en más del 20% con respecto a ASCE/SEI 7-10 son San Diego y Santa Bárbara, California; Las Vegas, Nevada; y Charleston, Carolina del Sur. Consulte la explicación a continuación de los cambios en el USGS

Tabla C22-2 Una comparación de las aceleraciones de respuesta espectral de diseño de período corto (valores SDS) de esta norma y ASCE/SEI 7-10 y sus equivalentes del Código Uniforme de Construcción de 1997 para las 34 ubicaciones consideradas en las disposiciones de 2009 y 2015

Región	Nombre del lugar	Zona	1997 UBC		ASCE/SEI 7-10		ASCE/SEI 7-16		
			2,5*Ca	SS (g)	FDS (g)*	SDCS **	SS (g)	FDS (g)***	SDCS **
Sureste de California	Los Angeles	4	1.10	2.40	1.60	D	1.97	1.58	D
	ciudad del siglo	4 (NF) 4	1.32	2.16	1.44	D	2.11	1.69	D
	Crestanorte		1.10	1.69	1.13	D	1.74	1.39	D
	Playa Larga	4 (NF) 4	1.43	1.64	1.10	D	1.68	1.35	D
	Irvine		1.10	1.55	1.03	D	1.25	1.00	D
	Orilla	4	1.10	1.50	1.00	D	1.50	1.20	D
	San Bernardino	4 (NF) 4	1.32	2.37	1.58	D	2.33	1.86	D
	San Luis Obispo		1.10	1.12	0.78	D	1.09	0.87	D
	San Diego	4 (NF)	1.43	1.25	0.84	D	1.58	1.26	D
	santa Bárbara	4 (NF)	1.43	2.83	1.89	D	2.12	1.70	D
	ventura	4 (NF)	1.43	2.38	1.59	D	2.02	1.62	D
	Media ponderada			1.25	1.83	1.22		1.75	1.40
California del norte	Oakland	4 (NF) 4	1.43	1.86	1.24	D	1.88	1.51	D
	Concordia		1.10	2.08	1.38	D	2.22	1.78	D
	Monterrey	4	1.10	1.53	1.02	D	1.33	1.06	D
	sacramento	3	0.90	0.67	0.57	D	0.57	0.51	D
	San Francisco	4	1.10	1.50	1.00	D	1.50	1.20	D
	San Mateo	4 (NF) 4	1.28	1.85	1.23	D	1.80	1.44	D
	San Jose		1.10	1.50	1.00	D	1.50	1.20	D
	Santa Cruz	4	1.10	1.52	1.01	D	1.59	1.27	D
	Vallejo	4 (NF)	1.19	1.50	1.00	D	1.50	1.20	D
	Santa Rosa	4 (NF)	1.65	2.51	1.67	D	2.41	1.93	D
noroeste pacífico	Media ponderada			1.18	1.60	1.08		1.59	1.28
	Seattle			1.36	0.91	D	1.40	1.12	D
	tacoma			1.30	0.86	D	1.36	1.08	D
	Everett			1.27	0.85	D	1.20	0.96	D
Otros WUS	Pórtland			0.98	0.72	D	0.89	0.71	D
	Media ponderada			1.22	0.83		1.20	0.96	
	Salt Lake City			1.54	1.03	D	1.54	1.24	D
	Boise			0.31	0.32	B	0.31	0.32	B
	reno			1.50	1.00	D	1.47	1.17	D
CEUS	Media			0.49	0.46	C	0.65	0.55	D
	ponderada de Las Vegas St. Louis			0.85	0.65		0.92	0.77	
	Vegas St. Louis			0.44	0.42	C	0.46	0.44	C
	Menfis			1.01	0.74	D	1.02	0.82	D
	charlestón			1.15	0.80	D	1.42	1.13	D
	chicago			0.13	0.14	A	0.12	0.13	A
	Nueva York			0.28	0.29	B	0.29	0.30	B
	Media ponderada			0.30	0.29		0.30	0.30	

Nota: Es importante tener en cuenta que las aceleraciones de respuesta espectral de diseño (valores SDS) y las categorías de diseño sísmico en la tabla incluyen los efectos de los coeficientes de sitio actualizados de este estándar.

\*Los valores ASCE/SEI 7-10 SDS se calculan usando los coeficientes de sitio ASCE/SEI 7-10 Fa, para una clase de sitio indeterminada (clase de sitio D asignada en ASCE/SEI 7-10).

\*\*Los valores ASCE/SEI 7-16 SDS se calculan utilizando los coeficientes de sitio ASCE/SEI 7-16 Fa actualizados, también para una clase de sitio indeterminada (asignada en el peor de los casos). de Sitio Clases C y D en ASCE/SEI 7-16).

\*\*\*Las categorías SDCS correspondientes a los valores SDS (y Categoría de riesgo I/II/III) se asignan utilizando la Tabla 11.6-1 y la definición SDC E (de ASCE/SEI 7-10 y 7-16) solo.

Mapas Nacionales de Peligro Sísmico en la ubicación de Santa Bárbara y las explicaciones indicadas anteriormente para San Diego, Las Vegas, y ubicaciones de Charleston. Para las otras ubicaciones explicadas anteriormente—Vallejo, California; Reno, Nevada; y Menfis, Tennessee: los valores de SS han cambiado como máximo un 2 %.

- Para la ubicación de Santa Bárbara, la disminución en el valor S1 es una combinación de la disminución de los movimientos del suelo fallas inversas de las relaciones de atenuación NGA-West 2 y el hecho de que se han producido más terremotos de fallas múltiples permitido en UCERF3 ([WGCEP 2013](#)), relativo a la peligrosidad modelo subyacente a los mapas de movimiento del suelo ASCE/SEI 7-10.

Esto, en efecto, reduce la tasa de terremotos y, por lo tanto, reduce los movimientos probabilísticos del suelo.

Los valores ASCE/SEI 7-16 S1 de la Tabla C22-3 también se han afectado por la actualización del valor beta de ASCE/SEI 7-10 (cambios de hasta aproximadamente 10%) y el USGS actualizado Mapas Nacionales de Amenaza Sísmica. Los únicos lugares donde el Los valores de S1 han cambiado en más de un 20% con respecto a ASCE/SEI 7-10 son Irvine, Santa Bárbara y Las Vegas. Por favor consulte la explicación a continuación de los cambios en el USGS National Mapas de riesgo sísmico en la ubicación de Irvine, California, y el explicaciones previas para Santa Bárbara y Las Vegas

Tabla C22-3 Una comparación de las aceleraciones de respuesta espectral de diseño MCER de 1,0 s (valores SD1) de esta norma y ASCE/SEI 7-10 y sus equivalentes del Código Uniforme de Construcción de 1997 para las 34 ubicaciones consideradas en las disposiciones de 2009 y 2015

Región	Nombre del lugar	Zona	1997 UBC		ASCE/SEI 7-10		ASCE/SEI 7-16		
			2,5°Ca	S1 (g)	DE1 (g)*	SDC1***	S1 (g)	DE1 (g)**	SDC1***
Sureste de California	los Angeles	4 (NF)	0,72	0.80	0.84	mi	0.75	0,79	D
	ciudad del siglo	4 (NF)	0,93	0.60	0.80	mi	0.60	0,85	mi
	Crestanorte	4	0,64	0.62	0.60	D	0.61	0,68	D
	Playa Larga	4 (NF)	1,02	0.84	0.60	D	0.70	0,69	D
	Irvine	4 4	0,64	0.57	0.60	D	0.45	0,55	D
	Orilla		0,64	0.60	1.08	D	0.58	0,67	D
	San Bernardino	4 (NF)	0,93	1.08	0.45	mi	0.93	1,06	mi
	San Luis Obispo	4 (NF)	0,77	0.43	0.49	D	0.40	0,51	D
	San Diego	4 (NF)	1,02	0.48	0.90	D	0.53	0,62	D
	santa Bárbara	4 (NF)	1,02	0.99	0.70	mi	0.77	0,88	mi
	ventura	4 (NF)	1,02	0.90	0.7	mi	0.76	0,86	mi
	Media ponderada		0,83	0.70	0.75		0.63	0,73	
California del norte	Oakland	4 (NF)	1,04	0.75	0.73	D	0.72	0,81	D
	Concordia	4 (NF)	0,77	0.73	0.86	D	0.67	0,76	D
	Monterrey	4 (NF)	0,77	0.56	0.60	D	0.50	0,60	D
	sacramento	3	0,54	0.29	0.60	D	0.25	0,35	D
	San Francisco	4 (NF)	0,74	0.64	0.6	D	0.60	0,68	D
	San Mateo	4 (NF)	0,95	0.86	0.4	mi	0.74	0,83	D
	San Jose	4 (NF)	0,69	0.60	0.4	D	0.60	0,68	D
	Santa Cruz	4 (NF)	0,72	0.60	0.4	D	0.60	0,68	D
	Vallejo	4 (NF)	0,87	0.60	0.4	D	0.60	0,68	D
	Santa Rosa	4 (NF)	1,28	1.04	0.4	mi	0.94	1,06	mi
norooeste pacifico	Media ponderada		0,81	0.65	0,44		0.61	0,70	
	Seattle			0.53	0.4	D	0.49	0,59	D
	tacoma			0.51	0.4	D	0.47	0,57	D
	Everett			0.48	0.2.7	D	0.43	0,53	D
	Pórtland			0.42	0.17	D	0.39	0,50	D
Otros WUS	Media ponderada			0.48	0.4		0.45	0,55	
	Salt Lake City			0.56	0.4	D	0.55	0,65	D
	Boise			0.11	0.24	C	0.11	0,17	C
	reno			0.52	0.10	D	0.52	0,61	D
	Media			0.17	0.24	D	0.21	0,30	D
CEUS	ponderada de Las			0.30	0.40		0.32	0,41	
	Vegas St. Louis			0.17	0.4	D	0.16	0,25	D
	Memphis Charleston			0.35	0.10	D	0.35	0,45	D
	Chicago Nueva			0.37	0.11	D	0.41	0,52	D
	York Media			0.06	0.40	B	0.06	0,10	B
	ponderada			0.07	0.40	B	0.06	0,10	B
				0.09	0.10 0.11 0.14 0.4 0,10 0.11 0.14 0.4 0.09			0,13	

Nota: Es importante tener en cuenta que las aceleraciones de respuesta espectral de diseño (valores SD1) y las categorías de diseño sísmico en la tabla incluyen los efectos de los coeficientes de sitio actualizados de este estándar.

\*Los valores ASCE/SEI 7-10 SD1 se calculan usando los coeficientes de sitio ASCE/SEI 7-10 Fv , para una clase de sitio indeterminada (clase de sitio D asignada en ASCE/SEI 7-10).

\*\*Los valores ASCE/SEI 7-16 SD1 se calculan utilizando los coeficientes de sitio ASCE/SEI 7-16 Fv actualizados , también para una clase de sitio indeterminada (asignada en el peor de los casos). de Sitio Clases C y D en ASCE/SEI 7-16).

\*\*\*Las categorías SDC1 correspondientes a los valores SD1 (y Categoría de riesgo I/II/III) se asignan usando la Tabla 11.6-2 y la definición SDC E (de ASCE/SEI 7-10 y 7-16) solo.

ubicaciones. Para las otras ubicaciones explicadas anteriormente—San Diego, Vallejo, Reno, Memphis y Charleston: los valores S1 han cambiado como máximo un 13%.

- Para la ubicación de Irvine, la disminución en los valores S1 se debe principalmente por una disminución en los movimientos del suelo sobre fallas inversas de las relaciones de atenuación NGA-West 2, y secundariamente a la asignación para más sismos de fallas múltiples en UCERF 3 (WGCEP 2013) que se describe en la viñeta anterior.

En resumen, con las actualizaciones del USGS National Seismic Maps de peligro para los Estados Unidos contiguos y el actualizado desviación estándar logarítmica de las fragilidades de colapso, (i) la

Categorías de diseño sísmico para 32 de las 34 ubicaciones de la Tabla C22-1 no cambia con respecto a ASCE/SEI 7-10; (ii) los valores de PGA cambio de -15% a +17% para 28 de las 34 ubicaciones; (iii) las SS los valores cambian en -19% a +7 para 30 de las ubicaciones; y (iv) el Los valores de S1 cambian de -17 % a +13 % para 31 de las ubicaciones.

Al igual que las versiones anteriores del riesgo sísmico nacional del USGS modelo, el modelo de 2014 excluye intencionalmente enjambres de terremotos que pueden estar causalmente relacionados con procesos de fluidos industriales, como la producción de hidrocarburos o la eliminación de aguas residuales. los los enjambres excluidos se identifican en la Figura 15 de Petersen (2014). Considerando que un promedio de 21 terremotos por año de magnitud mayor a 3 ocurrieron de 1967 a 2000 en el CEUS, más

Tabla C22-4 Una comparación de las aceleraciones máximas del terreno MCEG (valores PGA) de esta norma y ASCE/SEI 7-10 para las 34 Localidades Consideradas en las Disposiciones de 2009 y 2015

Región	Nombre del lugar	ASCE/SEI 7-10		ASCE/SEI 7-16	
		PGA (g)	PGA (g)*	PGA (g)	PGA (g)**
Meridional	Los Ángeles	0.91	0.91	0.84	1.01
California	Century City	0.81	0.81	0.91	1.09
	Northridge Long	0.62	0.62	0.71	0.86
	Beach Irvine	0.64	0.64	0.74	0.89
	Riverside San	0.60	0.60	0.53	0.63
	Bernardino San	0.50	0.50	0.50	0.60
	Luis Obispo 0,44	0.91	0.47	0.98	1.18
	San Diego 0,57 Santa Bárbara	0.57	0,48	0.58	
	1,09 0,91 Media ponderada, 0,70	1.09	0.72	0.86	
	Oakland 0,72 Concord 0,79, 0,59	0.91	0.93	1.11	
	ventura	0.91	0.88	1.06	
	Monterey Sacramento 0,23 San	0.70	0.74	0.89	
Del Norte	Francisco 0,57 San Mateo 0,53	0.72	0.79	0.95	
California	José 0,50 Santa Cruz 0,59	0.79	0.90	1.07	
	Vallejo 0,51 Santa Rosa 0,97	0.59	0.58	0.69	
	Media ponderada 0,59 Seaport 0,46	0.31	0.24	0.32	
	0,50 0,52 Everett Portland Media	0.57	0.58	0.70	
	ponderada 0,50 Otro WUSL 0,48	0.73	0.78	0.93	
	City 0,67 Boise 0,12 0,50 0,26	0.50	0.57	0.69	
	Vegas Media ponderada 0,24	0.59	0.67	0.81	
	Louis 0,23 Memphis 0,50	0.51	0.60	0.74	
	Charleston 0,75 Chicago 0,07	0.97	0.50	1.22	
	Nueva York 0,17 Media	0.60	0.50	0.78	
Pacífico	ponderada 0,17	0.56	0.40	0.72	
Noroeste	tacoma	0.50	0.4	0.60	
		0.52	0.4	0.62	
		0.46	0.70	0.48	
		0.51	0.62	0.61	
		0.67	0.28	0.84	
		0.19	0.4	0.21	
CEUS	reno	0.50	0.4	0.74	
		0.28	0.27	0.37	
		0.39	0.28	0.51	
		0.31	0.93	0.36	
		0.50	0.06	0.73	
		0.75	0.18	1.12	
		0.11	0.18	0.09	
		0.25	0.18	0.26	
		0.23		0.25	

Nota: Es importante tener en cuenta que el terreno máximo ajustado al sitio Las aceleraciones (valores PGAM) en la tabla incluyen los efectos del sitio actualizado coeficientes de esta norma.

\*Los valores de PGAM de ASCE/SEI 7-10 se calculan utilizando el ASCE/SEI 7-10 Coeficientes de sitio FPGA , para una clase de sitio indeterminada (clase de sitio D asignada en ASCE/SEI 7-10).

\*\*Los valores ASCE/SEI 7-16 PGAM se calculan utilizando el ASCE/ Coeficientes de sitio SEI 7-16 FPGA , también para una clase de sitio indeterminada (asignada el peor caso de las clases de sitio C y D en ASCE/SEI 7-16).

más de 300 terremotos de este tipo han ocurrido desde 2010 hasta 2012. Así, en las áreas de los enjambres excluidos, la actividad sísmica el peligro podría ser mayor que el estimado por el USGS de 2014 modelo; por otro lado, podría disminuir significativamente en el próximos años con cambios en los procesos fluidos. Tratamiento de los enjambres sísmicos potencialmente inducidos en el modelado de amenazas es un tema de investigación activa.

En 2012, el USGS desarrolló modelos de riesgo sísmico para Guam y las Islas Marianas del Norte (Guam/NMI) y para Samoa Americana utilizando el mismo tipo de análisis de riesgo sísmico

que subyace en el modelo de 2008 para los Estados Unidos contiguos. Los modelos de amenazas para las islas están documentados en Mueller et al. (2012) y Petersen et al. (2012), respectivamente. Al comparar el Mapas de movimiento del suelo de MCER derivados de estos peligros del USGS modelos a los valores geográficamente constantes estipulados para Guam y Samoa Americana (Tutuila) en la edición de 2010 y anteriores de ASCE/SEI 7, es importante tener en cuenta que estos últimos fueron no calculado a través de modelos de riesgo sísmico. De acuerdo con la comentario de las Disposiciones NEHRP (1997), el geográficamente los valores constantes eran meras conversiones, a través de aproximaciones aproximadas, de los valores en los mapas de las Disposiciones NEHRP (1994) que tenían estado en uso durante casi 20 años. Como tal, no tuvieron en cuenta cuenta el terremoto de Guam de 1993 que fue el más grande de la historia registrado en la región y causó daños considerables, el 2009 terremoto cerca de Samoa Americana que provocó un tsunami, ni el 2008 "Atenuación de próxima generación (NGA)" y otro 2006 ecuación empírica de predicción del movimiento del suelo que ahora se ha utilizado tanto para Guam/NMI como para Samoa Americana. este y otros dicha información se utiliza directamente en el modelado de amenazas sísmicas esa es la base para el movimiento de tierra MCER, pico de tierra MCEG aceleración y mapas de coeficiente de riesgo para Guam/NMI y Samoa Americana en este estándar.

#### CONSIDERADO MÁXIMO OBJETIVO DE RIESGO

##### MAPAS DE MOVIMIENTO DE TIERRA DE TERREMOTO (MCER)

Tal como se introdujo en las Disposiciones NEHRP (2009) y ASCE/SEI 7-10, los mapas de movimiento del suelo del MCER se derivan de los modelos subyacentes de riesgo sísmico del USGS de una manera que es significativamente diferente de la de los valores mapeados de los movimientos del suelo MCE en ediciones anteriores de las Disposiciones NEHRP y ASCE/SEI 7. Estas diferencias incluyen el uso de (1) movimientos de suelo probabilísticos que tienen como objetivo el riesgo, en lugar de un peligro uniforme, (2) movimientos de suelo deterministas que se basan en el percentil 84 (aproximadamente 1,8 veces la mediana), en lugar de 1,5 veces la mediana aceleración espectral de respuesta para sitios cerca de fallas activas, y (3) la intensidad del movimiento del suelo que se basa en el máximo, en lugar de que el promedio (media geométrica), la aceleración de los espectros de respuesta en el plano horizontal.

Los mapas de movimiento del suelo MCER se han preparado en de acuerdo con los procedimientos específicos del sitio de la Sección 21.2. Más específicamente, representan el menor de los valores probabilísticos. movimientos de tierra definidos en la Sección 21.2.1 y deterministas movimientos del suelo definidos en la Sección 21.2.2, de acuerdo con Sección 21.2.3. A continuación se describe la preparación de los movimientos de suelo probabilísticos y determinísticos.

Los movimientos probabilísticos del suelo se han calculado utilizando Método 2 de la Sección 21.2.1 y las últimas curvas de riesgo del USGS (de la frecuencia media anual de excedencia frente al movimiento del suelo nivel) calculado de acuerdo con la Sección 21.2 en cuadrícula ubicaciones que cubren los Estados Unidos y sus territorios. USGS las curvas de riesgo se convierten primero a partir de un terreno medio geométrico movimientos (salida por las relaciones de atenuación del movimiento del suelo disponible para el USGS) a los movimientos del suelo en el máximo dirección de la aceleración de la respuesta espectral horizontal, con una excepción. Se considera que las curvas de riesgo del USGS para Hawái, sin conversión, representan el terreno de máxima respuesta movimientos debido a las relaciones de atenuación aplicadas allí. Para las demás regiones, las conversiones se realizaron aplicando el factores especificados en los procedimientos específicos del sitio (Sección 21.2) de ASCE/SEI 7-10 y esta norma, a saber, 1,1 a 0,2 s y 1,3 a 1,0 s. Las fragilidades de colapso utilizadas en el cálculo de la probabilidad movimientos del suelo tienen una desviación estándar logarítmica (o "beta valor") de 0,6, como se especifica en ASCE/SEI 7-10 y esta norma (Sección 21.2.1), para los estados contiguos de Estados Unidos, Guam y

las Islas Marianas del Norte y Samoa Americana. Para las otras regiones (Hawái, Puerto Rico y las Islas Vírgenes de los EE. UU. y Alaska), donde las últimas curvas de riesgo del USGS son anteriores al cambio de la desviación estándar logarítmica de las Disposiciones NEHRP (2009) a ASCE/SEI 7-10, la beta el valor es 0.8. Véase Luco et al. (2007) para obtener más información sobre el desarrollo de movimientos de suelo probabilísticos dirigidos al riesgo.

Los movimientos deterministas del suelo se han calculado utilizando los "terremotos característicos en todas las fallas activas conocidas" (citado en la Sección 21.2.2) que el USGS utiliza para calcular las curvas de riesgo probabilísticas. La magnitud característica más grande considerada por el USGS en cada falla, excluyendo cualquier magnitud ponderada más baja del árbol lógico del USGS para la incertidumbre epistémica, se usa para los movimientos del suelo deterministas. Las fallas activas consideradas para los movimientos determinísticos del suelo son aquellas que tienen evidencia de deslizamiento durante el Holoceno (los últimos 12 000 años, aproximadamente), más aquellas con índices geológicos de deslizamiento informados superiores a 0,0004 in:=año (0,1 mm=año). Esta tasa de deslizamiento puede resultar en un terremoto de magnitud 7, que en promedio corresponde a 3,94 pies (1,2 m) de deslizamiento (Wells y Coppersmith 1994), durante un período de tiempo de 12 000 años; 0,0004 in:=año (0,1 mm=año) también es la tasa de deslizamiento asignada por el Grupo de Trabajo sobre Probabilidades de Terremotos de California (WGCEP 2013) a las fallas que, con la información disponible, solo podrían clasificarse con una tasa de deslizamiento inferior a 0,0008 en:=año (0,2 mm=año). En una ubicación ingresada por el usuario, la falla (entre cientos) y la magnitud correspondiente que gobiernan su movimiento determinista del suelo son generados por la herramienta web del USGS que se describe brevemente en una sección de este comentario a continuación. Para todas las fallas y magnitudes deterministas, el USGS ha calculado la mediana (percentil 50), movimientos del suelo de media geométrica. Para convertir a movimientos de suelo de respuesta máxima, se aplican los mismos factores de escala descritos en el párrafo anterior para movimientos de suelo probabilísticos.

Para convertir aproximadamente a los movimientos del suelo del percentil 84, los movimientos del suelo de respuesta máxima se multiplican por 1,8.

#### GEOMÉTRICA MÁXIMA CONSIDERADA DE TERREMOTO MAPAS PGA MEDIOS (MCEG)

Al igual que las Disposiciones NEHRP (2009) y ASCE/SEI 7-10, pero no las ediciones anteriores, este estándar incluye mapas de contorno de la máxima aceleración máxima del suelo considerada como media geométrica sísmica (MCEG), PGA, Figs. 22-9 a 22-13, para uso en investigaciones geotécnicas (Sección 11.8.3). A diferencia de los mapas de movimiento del suelo de MCER, los mapas de MCEG PGA se definen en términos de intensidad media geométrica (en lugar de dirección máxima) y un nivel de peligro del 2 % en 50 años (en lugar del 1 % en riesgo de 50 años). Al igual que los mapas de movimiento del suelo de MCER, los mapas de MCEG PGA se rigen cerca de las principales fallas activas por valores deterministas definidos como movimientos del suelo del percentil 84. Los mapas MCEG PGA se prepararon de acuerdo con los procedimientos específicos del sitio de la Sección 21.5 de ASCE/SEI 7-10 y esta norma.

#### MAPAS DE TRANSICIÓN DE PERÍODO LARGO

Los mapas del período de transición de período largo, TL (Figs. 22-14 a 22-17), se introdujeron en ASCE/SEI 7-05. Fueron preparados por el USGS en respuesta a las recomendaciones del Building Seismic Safety Council y posteriormente se incluyeron en las Disposiciones NEHRP (2003). Ver la Sección C11.4.6 para una discusión de la base técnica de estos mapas. El valor de TL obtenido de estos mapas se utiliza en la ecuación. (11.4-7) para determinar valores de Sa para períodos mayores que TL.

La excepción en la Sección 15.7.6.1, con respecto al cálculo de Sac, la aceleración espectral de la respuesta convectiva para el tanque

respuesta, pretende brindar al usuario la opción de calcular esta aceleración con tres tipos diferentes de procedimientos específicos del sitio: (a) los procedimientos del Capítulo 21, siempre que cubran la banda del período natural que contiene Tc, el período convectivo fundamental del sistema tanque-líquido; (b) métodos de simulación del movimiento del suelo utilizando modelos sismológicos; y (c) análisis de datos representativos de acelerogramas. La elaboración de estos procedimientos se proporciona a continuación.

Con respecto al primer procedimiento, se han desarrollado ecuaciones de atenuación para el oeste de Estados Unidos (Next Generation Attenuation, eg, Power et al. 2008) y para el centro y este de Estados Unidos (eg, Somerville et al. 2001) que cubren el banda de período, 0 a 10 s. Por lo tanto, para Tc  $\geq$  10 s, el rango fundamental del período convectivo para casi todos los tanques de almacenamiento, estas ecuaciones de atenuación se pueden usar en los mismos procedimientos de análisis de riesgo sísmico probabilístico (PSHA) y análisis de riesgo sísmico determinista (DSHA) descritos en el Capítulo 21, para calcular Sa (Tc). El factor 1.5 en la ecuación. (15.7-11), que convierte una aceleración espectral amortiguada del 5 % en un valor amortiguado del 0,5 %, podría aplicarse para obtener Sac.

Alternativamente, este factor podría establecerse mediante un análisis estadístico de espectros de respuesta amortiguados al 0,5 % y amortiguados al 5 % de acelerogramas representativos del movimiento del suelo esperado en el sitio.

En algunas regiones de los Estados Unidos, como el noroeste del Pacífico y el sur de Alaska, donde los terremotos en la zona de subducción dominan el riesgo de movimiento del suelo, las ecuaciones de atenuación para estos eventos solo se extienden a períodos entre 3 y 5 s, según la ecuación. Por lo tanto, para tanques con Tc mayores que estos períodos, se requieren otros métodos específicos del sitio.

El segundo método específico del sitio para obtener Sa en períodos largos es la simulación mediante el uso de modelos sismológicos de ruptura de fallas y propagación de ondas (p. ej., Graves y Pitarka 2004, Hartzell y Heaton 1983, Hartzell et al. 1999, Liu et al. 2006, y Zeng et al. 1994). Estos modelos podrían variar desde modelos simples de teoría de fuentes sísmicas y de propagación de ondas, que actualmente forman la base de muchas de las ecuaciones de atenuación utilizadas en el centro y el este de los Estados Unidos, por ejemplo, hasta modelos numéricos más complejos que incorporan ruptura finita de fallas para escenario de terremotos y propagación de ondas sísmicas a través de modelos 2D o 3D de la geología regional, que pueden incluir cuencas. Estos modelos son particularmente atractivos para calcular los movimientos del suelo de períodos largos de grandes terremotos (Mw  $\geq$  8) porque los datos del movimiento del suelo son limitados para estos eventos. Además, los modelos son más precisos para predecir movimientos del suelo en períodos más largos porque (a) se pueden usar registros sismográficos para calibrar estos modelos y (b) la naturaleza general de la geología regional 2D o 3D suele estar bastante bien resuelta en estos períodos y puede ser mucho más simple de lo que se requeriría para una predicción precisa de movimientos de períodos más cortos.

Un tercer método específico del sitio es el análisis de los espectros de respuesta de acelerogramas representativos que han registrado con precisión movimientos de largo período a períodos mayores que Tc. A medida que aumenta Tc, disminuye el número de registros calificados. Sin embargo, a medida que los acelerógrafos digitales continúan reemplazando a los acelerógrafos analógicos, se dispone de más grabaciones con movimientos precisos de largo período. Si embargo, hay disponibles una serie de registros analógicos y digitales de grandes y grandes terremotos que tienen movimientos precisos de largo período de hasta 8 s y más. Se pueden seleccionar subconjuntos de estos registros, representativos de los terremotos que controlan el riesgo de movimiento del suelo en un sitio. Los espectros de respuesta amortiguada del 0,5 % de los registros se pueden escalar utilizando la teoría de la fuente sísmica para ajustarlos a la magnitud y la distancia del terremoto de control. Los niveles de los espectros de respuesta escalados en períodos alrededor de Tc pueden usarse para determinar Sac. Si el subconjunto de registros representativos es limitado, entonces este método debe usarse junto con los métodos de simulación antes mencionados.

## MAPAS DE COEFICIENTES DE RIESGO

Al igual que los de las Disposiciones NEHRP (2009) y ASCE/SEI 7-10 (donde se introdujeron), los mapas de coeficientes de riesgo en este estándar (Figs. 22-18 y 22-19) proporcionan factores, CRS y CR1, que son utilizado en los procedimientos específicos del sitio del Capítulo 21 (Sección 21.2.1.1, Método 1). Estos factores están implícitos en los mapas de movimiento del suelo MCER.

Los coeficientes de riesgo mapeados son las proporciones de (i) movimientos de suelo probabilísticos dirigidos al riesgo (para un 1 % en 50 años de riesgo de colapso) derivados de las curvas de riesgo sísmico probabilístico del USGS, como se describe en la sección de mapas de movimiento de suelo MCER anterior, a (ii) correspondientes movimientos de suelo de peligro uniforme (2% en 50 años de probabilidad de excedencia del movimiento del suelo) que simplemente se interpolan a partir de las curvas de peligro del USGS. Tenga en cuenta que estas razones (coeficientes de riesgo) son invariantes a los factores de escala de respuesta máxima que se aplican tanto al numerador como al denominador.

## HERRAMIENTA WEB DE MOVIMIENTO DE SUELO

El USGS ha desarrollado una herramienta web complementaria que calcula los valores espectrales específicos de la ubicación en función de la latitud y la longitud. Los valores calculados se basan en los valores cuadriculados utilizados para preparar los mapas. Los valores espectrales se pueden ajustar para efectos de clase de sitio dentro del programa usando el procedimiento de clasificación de sitio en la Sección 20.1 y los coeficientes de sitio en las Secciones 11.4 y 11.8.

Se puede acceder a la herramienta complementaria en el sitio web del Programa de peligros de terremotos de USGS o a través de otras herramientas de mapeo de peligros. La herramienta debe usarse para establecer valores espectrales para el diseño porque los mapas que se encuentran en este capítulo son demasiado pequeños para proporcionar valores espectrales precisos para muchos sitios.

## PELIGRO UNIFORME Y TERRENO DETERMINISTA

### MAPAS DE MOVIMIENTO

Implícitos en el movimiento del suelo MCER, MCEG PGA y mapas de coeficiente de riesgo provistos están el peligro uniforme (2% en 50 años de probabilidad de excedencia del movimiento del suelo) y movimientos del suelo deterministas (percentil 84). Las Disposiciones NEHRP (2009) proporcionaron mapas de dichos peligros uniformes y movimientos de suelo deterministas, pero ASCE/SEI 7-10 y este estándar no lo hacen. En su lugar, se proporcionan mapas de peligros uniformes y de movimiento del suelo deterministas consistentes con este capítulo. Además, los valores de estos mapas se pueden obtener a través de la herramienta de software de movimiento del suelo descrita anteriormente.

Es importante tener en cuenta que los mapas de movimiento de suelo de riesgo uniforme proporcionados son para la dirección máxima de aceleración de respuesta espectral horizontal. Como tales, son diferentes a los mapas de aceleración de respuesta espectral media geométrica proporcionados en otros lugares del sitio web del Programa de Riesgos de Terremotos de USGS. Los mapas de movimiento del suelo deterministas proporcionados también son para la dirección máxima, pero no se proporcionan contrapartes medias geométricas. El USGS prepara los mapas deterministas de movimiento del suelo únicamente para los fines de este estándar, siguiendo la definición de deterministas de movimiento del suelo en la Sección 21.2.2 (con el percentil 84 aproximado como 1,8 veces la mediana).

## REFERENCIAS

- CEUS-SSCn. (2012). Caracterización de fuentes sísmicas para instalaciones nucleares en el centro y este de los Estados Unidos: Instituto de Investigación de Energía Eléctrica, Departamento de Energía de los Estados Unidos y Comisión Reguladora Nuclear de los Estados Unidos EPRI, Palo Alto, CA.
- Instituto de Investigaciones en Energía Eléctrica (EPRI). (2013). EPRI (2004, 2006) Proyecto de revisión del modelo de movimiento terrestre (GMM), Informe técnico de EPRI, ID de producto 3002000717, <http://www.epri.com>

Graves, RW y Pitarka, A. (2004). "Simulación de historial de tiempo de banda ancha utilizando un enfoque híbrido". Documento 1098, Proc., 13<sup>a</sup> Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, Vancouver.

Hartzell, S. y Heaton, T. (1983). "Inversión de datos de forma de onda telesísmica y movimiento de tierra fuerte para el historial de ruptura de fallas del terremoto de 1979 en Imperial Valley, California". Toro. Sísmico. Soc. de Am., 73, 1553–1583.

Hartzell, S., Harmsen, S., Frankel, A. y Larsen, S. (1999). "Cálculo de historias de tiempo de banda ancha del movimiento del suelo: comparación de métodos y validación utilizando un fuerte movimiento del suelo del terremoto de Northridge de 1994". Toro. Sísmico. Soc. de Am., 89, 1484–1504.

Liu, P., Archuleta, RJ y Hartzell, SH (2006). "Predicción de históricos temporales de movimiento del suelo de banda ancha: método híbrido de baja/alta frecuencia con parámetros de fuente aleatorios correlacionados". Toro. Sísmico. Soc. de Am., 96, 2118–2130.

Luco, N., Ellingwood, BR, Hamburger, RO, Hooper, JD, Kimball, JK y Kircher, CA (2007). "Mapas de diseño sísmico con objetivos de riesgo versus actuales para los Estados Unidos contiguos". Proc., Asociación de Ingenieros Estructurales de la 76.<sup>a</sup> Convención Anual de California. SEAOC, Sacramento, CA.

Lund, WR, ed. (2012). "Grupo de trabajo sobre terremotos de la provincia de cuencas y rangos II: recomendaciones para el programa nacional de mapeo de amenazas sísmicas del Servicio Geológico de EE. UU. para la actualización de 2014 de los mapas nacionales de amenazas sísmicas: Servicio Geológico de Utah". Informe de archivo abierto de USGS 591, Servicio Geológico de Utah, Salt Lake City.

Mueller, CS, Haller, KM, Luco, N., Petersen, MD y Frankel, AD (2012). "Evaluación de peligro sísmico para Guam y las Islas Marianas del Norte", Informe de archivo abierto del USGS 2012-1015. USGS, dorado, CO.

Programa Nacional de Reducción de Riesgos de Terremotos (NEHRP). (1994). "Disposiciones recomendadas para regulaciones sísmicas para edificios nuevos", FEMA 222. Consejo de Seguridad Sísmica en la Construcción, Instituto Nacional de Ciencias de la Construcción, Washington, DC.

NEHRP. (1997). "Disposiciones recomendadas para regulaciones sísmicas para edificios nuevos y otras estructuras", FEMA 302. Consejo de Seguridad Sísmica de Edificios, Instituto Nacional de Ciencias de la Construcción, Washington, DC.

NEHRP. (2003). "Disposiciones recomendadas para las reglamentaciones sísmicas para edificios nuevos y otras estructuras", FEMA 450. Consejo de Seguridad Sísmica de Edificios, Instituto Nacional de Ciencias de la Construcción, Washington, DC.

NEHRP. (2009). "Disposiciones recomendadas para las reglamentaciones sísmicas para edificios nuevos y otras estructuras", FEMA 750. Consejo de seguridad sísmica en edificios, Instituto Nacional de Ciencias de la Construcción, Washington, DC.

NEHRP. (2015). "Disposiciones recomendadas para las reglamentaciones sísmicas para edificios nuevos y otras estructuras", FEMA 1050. Consejo de seguridad sísmica en edificios, Instituto Nacional de Ciencias de la Construcción, Washington, DC.

Petersen, MD (2014). "Documentación para la actualización de 2014 de los mapas nacionales de riesgo sísmico de los Estados Unidos", Informe de archivo abierto del USGS 2014-1091. USGS, Reston, VA.

Petersen, MD, Moschetti, MP, Powers, PM, Mueller, CS, Haller, KM, Frankel, AD, et al. (2013). "Documentación para la actualización de 2014 de los mapas nacionales de riesgo sísmico de los Estados Unidos". Informe administrativo del USGS preparado para el Building Seismic Safety Council, Washington, DC.

Petersen, MD, SC, Harmsen, KS, Rukstales, CS, Mueller, DE, McNamara, N., Luco y M., Walling (2012). "Peligro sísmico de Samoa Americana y las islas vecinas del Pacífico Sur: datos, métodos, parámetros y resultados", Informe de archivo abierto del USGS 2008-1087. USGS, dorado, CO.

Power, M., Chiou, B., Abrahamson, N., Bozorgnia, Y., Shantz, T. y Roblee, C. (2008). "Una descripción general del proyecto NGA". Edición especial de Earthquake Spectra sobre la próxima generación de atenuación del movimiento terrestre (NGA) Proyecto. Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica, Oakland, CA.

Somerville, PG, Collins, N., Abrahamson, N., Graves, R. y Saikia, C. (2001). "Escalamiento de la fuente de terremotos y relaciones de atenuación del movimiento del suelo para el centro y el este de los Estados Unidos". Informe final al USGS bajo el contrato 99HQGR0098. USGS, Reston, VA.

Wells, DL y Coppersmith, KJ (1994). "Nuevas relaciones empíricas entre magnitud, longitud de ruptura, ancho de ruptura, área de ruptura y desplazamiento de la superficie". Toro. Sísmico. Soc. de América 84, 974–1002.

Grupo de Trabajo sobre Probabilidades de Terremotos en California (WGCEP). (2013). "Pronóstico uniforme de ruptura del terremoto de California, v. 3 (UCERF3): el modelo independiente del tiempo". Informe de archivo abierto de USGS 2013-1165.

Zeng, Y., Anderson, JG y Yu, G. (1994). "Un modelo de fuente compuesta para calcular movimientos de suelo fuertes sintéticos". Geofísico. Res. Lett., 21, 725–728.

CAPÍTULO C23  
DOCUMENTOS DE REFERENCIA DE DISEÑO SÍSMICO

No hay comentario para el capítulo 23.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

CAPÍTULO C24  
RESERVADO PARA FUTUROS COMENTARIOS

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

CAPÍTULO C25  
RESERVADO PARA FUTUROS COMENTARIOS

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C26

### CARGAS DE VIENTO: REQUISITOS GENERALES

#### C26.1 PROCEDIMIENTOS

El Capítulo 26 es el primero de seis capítulos dedicados a las disposiciones de carga de viento. Proporciona los parámetros básicos de diseño de viento que son aplicables a las diversas metodologías de determinación de carga de viento contenidas en los Capítulos 27 a 31. Los elementos específicos cubiertos en el Capítulo 26 incluyen definiciones, velocidad básica del viento, categorías de exposición, presiones internas, efectos de elevación, clasificación del recinto, efectos de ráfagas y factores topográficos.

**C26.1.1 Alcance.** Los procedimientos especificados en esta norma proporcionan las presiones y fuerzas del viento para el diseño del sistema principal resistente a la fuerza del viento (MWFRS) y de los componentes y revestimientos (C&C) de edificios y otras estructuras. Los procedimientos involucran la determinación de la direccionalidad del viento y la presión de la velocidad, la selección o determinación de un factor de efecto de ráfaga apropiado y la selección de coeficientes de presión o fuerza apropiados. Los procedimientos tienen en cuenta el nivel de confiabilidad estructural requerido, los efectos de las diferentes exposiciones al viento, los efectos de aceleración de ciertas características topográficas como colinas y escarpes, y el tamaño y la geometría del edificio u otra estructura bajo consideración. Los procedimientos diferencian entre edificios rígidos y flexibles y otras estructuras, y los resultados generalmente abarcan las condiciones de carga más críticas para el diseño de MWFRS y C&C.

Los coeficientes de presión y fuerza proporcionados en los Capítulos 27, 28, 29 y 30 se han ensamblado a partir de las últimas pruebas en túnel de viento de capa límite y a gran escala y de la literatura previamente disponible. Debido a que los resultados del túnel de viento de la capa límite se obtuvieron para tipos específicos de edificios, como edificios bajos o altos y edificios que tienen tipos específicos de sistemas de armazón estructural, se advierte al diseñador contra el intercambio indiscriminado de valores entre las figuras y tablas. .

**C26.1.2 Procedimientos Permitidos.** Las disposiciones de carga de viento proporcionan varios procedimientos (como se ilustra en la figura 26.1-1) entre los cuales el diseñador puede elegir.

Para MWFRS:

1. Procedimiento Direccional para Edificaciones de Todas las Alturas (Capítulo 27).
2. Procedimiento de Envoltorio para Edificios de Baja Altura (Capítulo 28).
3. Procedimiento Direccional para Construir Accesorios y Otras Estructuras (Capítulo 29).
4. Procedimiento de Túnel de Viento para Todos los Edificios y Otras Estructuras (Capítulo 31).

Para C&C:

1. Procedimiento analítico para edificios y accesorios de edificios (Capítulo 30).
2. Procedimiento de Túnel de Viento para Todos los Edificios y Otras Estructuras (Capítulo 31).

Se proporciona un "método simplificado" para el diseño de edificios utilizando el Procedimiento direccional (Capítulo 27, Parte 2) para el cual el diseñador puede seleccionar presiones de viento directamente de una tabla sin ningún cálculo, donde el edificio cumple con todos los requisitos para la aplicación del método.), el Procedimiento de Envoltorio (Capítulo 28, Parte 2), y el Procedimiento Analítico para Componentes y Revestimiento (Capítulo 30).

**Limitaciones.** Las disposiciones dadas en la Sección 26.1.2 se aplican a la mayoría de las ubicaciones del sitio y edificios y otras estructuras, pero para algunos proyectos, estas disposiciones pueden ser inadecuadas. Los ejemplos de ubicaciones de sitios y edificios y otras estructuras (o partes de los mismos) que pueden requerir otros estándares aprobados, estudios especiales utilizando literatura reconocida aplicable relacionada con los efectos del viento, o utilizando el Procedimiento de Túnel de Viento del Capítulo 31, incluyen

1. Ubicaciones del sitio que tienen efectos de canalización o estelas de obstrucciones contra el viento. Los efectos de canalización pueden ser causados por características topográficas (p. ej., un desfiladero de montaña) o edificios (p. ej., un edificio alto vecino o un grupo de edificios altos). Las estelas pueden ser causadas por colinas, edificios u otros estructuras
2. Edificios con formas geométricas inusuales o irregulares, incluidas bóvedas de cañón, techos arqueados y otros edificios cuya forma (en planta o sección transversal vertical) difiere significativamente de las formas de las Figs. 27.3-1, 27.3-2, 27.3-3, 27.3-7, 28.3-1 y 30.3-1 a 30.3-7. Las formas geométricas inusuales o irregulares incluyen edificios con múltiples retranqueos, fachadas curvas o planos irregulares que resultan de muescas o proyecciones significativas, aberturas a través del edificio o edificios de varias torres conectados por puentes.
3. Edificios u otras estructuras con características de respuesta que resulten en vórtices y/o torsión sustanciales. efectos dinámicos, o efectos dinámicos resultantes de inestabilidades aeroelásticas tales como aleteo o galope. Dichos efectos dinámicos son difíciles de anticipar, ya que dependen de muchos factores, pero deben tenerse en cuenta cuando se aplica uno o más de los siguientes:
  - La altura del edificio u otra estructura es superior a 400 pies (122 m).
  - La altura del edificio u otra estructura es mayor a 4 veces su ancho efectivo mínimo  $B_{min}$ , como se define a continuación.
  - La frecuencia natural más baja del edificio u otra estructura es inferior a  $n_1 = 0,25 \text{ Hz}$ .
  - La velocidad reducida  $Vz/(n_1 B_{min}) > 5$ , donde  $z = 0,6h$  y  $Vz$  es la velocidad horaria media en ft/s ( $m/s$ ) a la altura  $z$ .

El ancho efectivo mínimo  $B_{min}$  se define como el valor mínimo de  $\Phi B_i$  considerando todo el viento

direcciones. Las sumas se realizan sobre la altura del edificio u otra estructura para cada dirección del viento, donde  $h_i$  es la altura sobre el nivel  $i$  y  $B_i$  es el ancho en el nivel  $i$  normal a la dirección del viento.

4. Puentes, grúas, líneas de transmisión eléctrica, mástiles arrostrados, señales de tráfico y estructuras de iluminación, torres de telecomunicaciones y astas de bandera.

Al emprender estudios detallados de la respuesta dinámica a las fuerzas del viento, las frecuencias fundamentales del edificio u otra estructura en cada dirección bajo consideración deben ser

se establece utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes en un análisis debidamente fundamentado, y no utilizando ecuaciones aproximadas basadas en la altura.

**Blindaje.** Debido a la falta de procedimientos analíticos confiables para predecir los efectos del blindaje provisto por edificios y otras estructuras o por características topográficas, las reducciones en la presión de velocidad causadas por el blindaje no están permitidas bajo las disposiciones de este capítulo. Sin embargo, esto no excluye la determinación de los efectos de blindaje y las correspondientes reducciones en la presión de velocidad por medio del Procedimiento de Túnel de Viento en el Capítulo 31.

## C26.2 DEFINICIONES

Varias definiciones importantes dadas en el estándar se discuten en el siguiente texto. Estos términos se utilizan en toda la norma y se proporcionan para aclarar la aplicación de las disposiciones estándar.

**EDIFICIO, CERRADO; EDIFICIO, ABIERTO; EDIFICIO PARCIALMENTE CERRADO; EDIFICIO PARCIALMENTE ABIERTO:** Estas definiciones se relacionan con la selección adecuada de los coeficientes de presión interna (GCpi). Los edificios "cerrados", "abiertos" y "parcialmente cerrados" se definen específicamente. Todos los demás edificios se consideran "parcialmente abiertos" por definición, aunque puede haber grandes aberturas en dos o más paredes. Un ejemplo de esto sería un estacionamiento a través del cual el viento puede pasar fácilmente pero que no cumple con la definición de un edificio abierto o parcialmente cerrado. El coeficiente de presión interna para tal edificio sería de  $\pm 0,18$  y las presiones internas actuarían sobre las áreas sólidas de las paredes y el techo. La norma también especifica que un edificio que cumple con las definiciones de "abierto" y "parcialmente cerrado" debe considerarse "abierto".

**EDIFICIO U OTRA ESTRUCTURA, FLEXIBLE:** Un edificio u otra estructura se considera "flexible" si contiene una respuesta resonante dinámica significativa. La respuesta resonante depende de la estructura de ráfagas contenida en el viento que se aproxima, de las presiones de carga del viento generadas por el flujo de viento alrededor del edificio y de las propiedades dinámicas del edificio o estructura. La energía de las ráfagas en el viento es menor a frecuencias superiores a aproximadamente 1 Hz. Por lo tanto, la respuesta resonante de la mayoría de los edificios y estructuras con la frecuencia natural más baja por encima de 1 Hz es lo suficientemente pequeña como para que a menudo se pueda ignorar la respuesta resonante. La frecuencia natural de edificios u otras estructuras de más de 60 pies (18,3 m) de altura se determina de acuerdo con las Secciones 26.11.1 y 26.11.2. Cuando los edificios u otras estructuras tengan una altura superior a 4 veces la dimensión horizontal mínima o cuando haya motivos para creer que la frecuencia natural es inferior a 1 Hz (periodo natural superior a 1 s), se debe investigar la frecuencia natural de la estructura.

Las ecuaciones aproximadas para la frecuencia natural o el período para varios tipos de edificios y estructuras, además de las proporcionadas en la Sección 26.11.2 para edificios, se encuentran en el Comentario de la Sección C26.11.

**EDIFICIO U OTRA ESTRUCTURA, DE FORMA REGULAR:** Definir los límites de aplicabilidad de los diversos procedimientos dentro de la norma requiere un equilibrio entre la necesidad práctica de usar las disposiciones más allá del rango para el cual se han obtenido los datos y restringir el uso de las disposiciones más allá del rango de aplicación realista. Las disposiciones de carga de viento se basan principalmente en pruebas de túnel de viento en las formas que se muestran en las Figs. 27.3-1, 27.3-2, 27.3-3, 27.3-7, 28.3-1 y 30.3-1 a 30.3-7.

Extensas pruebas de túnel de viento en estructuras reales bajo diseño muestran que cambios relativamente grandes de estas formas pueden, en muchos casos, tener cambios menores en la carga del viento, mientras que en otros casos, cambios aparentemente pequeños pueden tener efectos relativamente grandes, particularmente en las presiones del revestimiento. Las cargas de viento en formas complicadas son frecuentemente más pequeñas que las de las formas más simples de las Figs. 27.3-1, 27.3-2, 27.3-7, 28.3-1 y 30.3-1 a 30.3-7, por lo que se espera que las cargas de viento determinadas a partir de estas disposiciones envuelvan la mayoría de las formas de las estructuras. Los edificios u otras estructuras que son claramente inusuales deben diseñarse utilizando el Procedimiento de Túnel de Viento del Capítulo 31.

**EDIFICIO U OTRA ESTRUCTURA, RÍGIDO:** El criterio de definición de "rígido", en comparación con "flexible", es que la frecuencia natural sea mayor o igual a 1 Hz. Una guía general es que la mayoría de los edificios y estructuras rígidos tienen una altura a un ancho mínimo inferior a 4. Las disposiciones de las Secciones 26.11.1 y 26.11.2 proporcionan métodos para calcular la frecuencia natural (periodo = 1/frecuencia natural), y la Sección de Comentarios C26.11 proporciona orientación adicional.

**COMPONENTES Y REVESTIMIENTO (C&C):** Los componentes reciben cargas de viento directamente o del revestimiento y transfieren la carga al MWFRS. El revestimiento recibe directamente las cargas de viento. Los ejemplos de componentes incluyen, pero no se limitan a, sujetadores, correas, viguetas, montantes, revestimientos, cubiertas de techo, ciertas armaduras y elementos de armaduras que reciben cargas de viento del revestimiento. Los ejemplos de revestimiento incluyen, entre otros, revestimientos de paredes, muros cortina, cubiertas de techos, revestimientos, cubiertas de techos, ventanas exteriores y puertas. Los componentes pueden ser parte del MWFRS cuando actúan como elementos en muros de corte o diafragmas de techo, pero también pueden ser cargados directamente por el viento como elementos individuales. El diseñador debe usar cargas apropiadas para el diseño de componentes, lo que puede requerir que ciertos componentes estén diseñados para más de un tipo de carga de viento; por ejemplo, las armaduras de techo de gran luz deben diseñarse para cargas asociadas con MWFRS, y los miembros individuales de las armaduras también deben diseñarse para cargas de C&C ([Mehta y Marshall 1998](#)).

**DIAFRAGMA:** Esta definición de diafragma en aplicaciones de carga de viento, para el caso de cubiertas de acero descubiertas, difiere un poco de la definición utilizada en la Sección 12.3 porque se espera que los diafragmas bajo cargas de viento permanezcan esencialmente elásticos.

**ÁREA DE VIENTO EFECTIVO, A:** El área de viento efectivo es el área de la superficie del edificio utilizada para determinar (GCp). Esta área no corresponde necesariamente al área de la superficie del edificio que contribuye a la fuerza que se está considerando. Surgen dos casos. En el caso habitual, el área efectiva del viento corresponde al área tributaria de la componente de fuerza que se está considerando. Por ejemplo, para un panel de revestimiento, el área de viento efectiva puede ser igual al área total del panel. Para un sujetador de revestimiento, el área de viento efectiva es el área de revestimiento asegurada por un solo sujetador. Un montante puede recibir viento de varios paneles de revestimiento. En este caso, el área de viento efectiva es el área asociada con la carga de viento que se transfiere al montante.

El segundo caso surge cuando los componentes, como los paneles para techos, los montantes de las paredes o las vigas del techo, están muy próximos entre sí. El área servida por el componente puede volverse larga y estrecha. Para aproximar mejor la distribución de carga real en tales casos,

el ancho del área de viento efectiva utilizada para evaluar (GCp) no necesita tomarse como menos de un tercio de la longitud del área. Este aumento en el área efectiva del viento tiene el efecto de reducir la presión promedio del viento que actúa sobre el componente. Tenga en cuenta, sin embargo, que esta área de viento efectivo solo debe usarse para determinar el (GCp) en las Figs. 30.3-1 a 30.3-6. La carga de viento inducida debe aplicarse sobre el área real tributaria del componente que se está considerando.

Para los sistemas de techo de membrana, el área de viento efectiva es el área de un panel aislante (o un panel de plataforma si no se usa aislamiento) si las placas están totalmente adheridas (o la membrana se adhiere directamente a la plataforma). Si los tableros o la membrana de aislamiento se unen mecánicamente o se adhieren parcialmente, el área de viento efectiva es el área del tablero o la membrana asegurada por un solo sujetador o punto individual o fila de adhesivo.

Para ventanas, puertas y otros ensamblajes de fenestración, el área de viento efectiva para ensamblajes típicos de una sola unidad puede tomarse como el área total del ensamblaje. Para ensamblajes compuestos por más de una unidad ensamblada o para sistemas de ventanaje más complejos, se recomienda consultar al fabricante del producto de ventanaje para obtener orientación sobre el área de viento efectiva apropiada para usar al calcular la presión de viento de diseño para fines de especificación del producto.

La definición de área de viento efectiva para los paneles y matrices solares en la azotea es similar a la de los componentes y el revestimiento. Al igual que con C&C, el ancho del área de viento efectiva no necesita ser inferior a un tercio de su longitud (que suele ser igual a la luz del elemento estructural que se está considerando). La presión del viento inducido se calcula según la Fig. 29.4-4 utilizando esta área efectiva del viento y luego se aplica la presión del viento sobre el área real tributaria del elemento.

El área de viento efectivo es igual al área tributaria, excepto en los casos en que se invoque la excepción de que el ancho del área de viento efectivo no necesita ser inferior a un tercio de su longitud.

En tales casos, el área de viento efectiva puede tomarse como mayor que el área tributaria.

El área tributaria para un elemento estructural transversal de un conjunto solar depende de la longitud del tramo de ese elemento multiplicada por las distancias perpendiculares a los elementos paralelos adyacentes. Para un punto de apoyo o sujetador, el área tributaria depende de la luz de los miembros que se enmarcan en ese punto de apoyo.

El área tributaria (y el área de viento efectiva) puede depender de las características del sistema de soporte del panel solar y la ruta de carga.

Para un sistema de soporte de techo que tiene diferentes trayectorias de carga para fuerzas ascendentes, descendentes y laterales, se usa el área de viento efectiva apropiada para cada dirección de fuerzas.

Si el sistema de soporte para el panel solar tiene la resistencia, la rigidez y la interconexión adecuadas para atravesar un punto de soporte o lastre que está sujeto a fluencia o levantamiento, el área de viento efectiva puede aumentarse de manera correspondiente, siempre que las resistencias no se rían por fallas frágiles. y que la deformación de la matriz se evalúa y no da como resultado un rendimiento adverso. Cabe señalar que las áreas de viento efectivas para el levantamiento suelen ser mucho más pequeñas que las fuerzas laterales (de arrastre) para conjuntos con balasto.

#### SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO

(MWFRS): El MWFRS puede consistir en un marco estructural o un conjunto de elementos estructurales que trabajan juntos para transferir las cargas de viento que actúan sobre todo el edificio o la estructura al suelo. Los elementos estructurales como los arriostramientos transversales, los muros de corte, las armaduras de techo y los diafragmas de techo son parte del MWFRS cuando ayudan a transferir las cargas generales (Mehta y Marshall 1998).

REGIONES DE DESECHOS TRANSPORTADOS POR EL VIENTO: Desechos transportados por el viento Las regiones se definen para alertar al diseñador sobre las áreas que requieren consideración del diseño de impacto de misiles. Estas áreas están ubicadas dentro de regiones propensas a huracanes donde existe un alto riesgo de falla del vidriado causado por el impacto de los escombros arrastrados por el viento.

#### C26.3 SÍMBOLOS

En este documento se utilizan los siguientes símbolos y notaciones adicionales:

$A_{ob}$  = área promedio de terreno abierto que rodea cada obstrucción;  $n$  = período de referencia, en años;

$P_a$  = probabilidad anual de que la velocidad del viento supere una determinada magnitud [Ec. (C26.5-3)];

$P_n$  = probabilidad de exceder la velocidad del viento de diseño durante  $n$  años [Eq. (C26.5-3)];  $S_{ob}$  = área frontal promedio presentada al viento por cada obstrucción;  $V_t$  = velocidad del viento promediada durante  $t$  segundos (ver Fig. C26.5-1), en miyh (m/s);  $V_{3600}$  = velocidad media del viento promediada durante 1 h (ver Fig. C26.5-1), en miyh (m/s);  $\gamma$  = relación de amortiguamiento (porcentaje de amortiguamiento crítico).

FIGURA C26.5-1 Velocidad máxima promediada sobre t (s) a velocidad media horaria

## C26.4 GENERALIDADES

C26.4.3 Presiones del viento que actúan sobre las caras opuestas de cada superficie del edificio. La sección 26.4.3 se incluye en la norma para garantizar que las presiones internas y externas que actúan sobre la superficie de un edificio se tengan en cuenta al determinar una presión neta a partir de la suma algebraica de esas presiones. Para obtener información adicional sobre la aplicación de la presión del viento C&C neta que actúa a través de un sistema envolvente de edificio de varias capas, incluido el revestimiento permeable al aire, consulte la Sección C30.1.1.

## C26.5 MAPA DE RIESGO DE VIENTO

C26.5.1 Velocidad Básica del Viento. Todos los mapas de velocidad del viento en ASCE 7-16 se han actualizado, en base a (i) un nuevo análisis de datos de vientos no huracanados disponibles hasta 2010, y (ii) mejoras en el modelo de simulación de huracanes, que explican mejor los efectos de la velocidad de traducción de tormentas de movimiento rápido y la transición de huracanes a tormentas extratropicales en las latitudes del norte (es decir, transición de sistemas de baja presión de núcleo cálido a núcleo frío).

Ahora se proporcionan mapas separados de velocidad del viento para edificios y estructuras de Categoría de riesgo III y Categoría de riesgo IV, reconociendo las mayores confiabilidades requeridas para instalaciones esenciales e instalaciones cuya falla podría representar un peligro sustancial para la comunidad.

Las velocidades básicas del viento específicas de la ubicación se pueden determinar usando <http://windspeedatcouncil.org/windspeed>. Este sitio web proporciona velocidades del viento a la milla por hora más cercana en función de una ubicación definida utilizando la latitud/longitud o una dirección. Los resultados del sitio web utilizan los mismos datos utilizados para desarrollar los mapas en papel actualmente en el estándar. Las velocidades del viento se proporcionan al usuario para cada una de las categorías de riesgo, cada uno de los períodos de servicio y una velocidad de comparación para ASCE 7-10, ASCE 7-05 (ráfaga máxima de 3 s) y ASCE 7-93 (ráfaga más rápida). milla).

En la edición de 2016, se agregaron mapas de velocidad del viento "efectivos" microzonificados para Hawái de acuerdo con los períodos de retorno del diseño de fuerza, incluido el efecto de la topografía. Las velocidades efectivas del viento de Hawái se formulan algebraicamente para incluir los valores normalizados del terreno a macroescala y mesoescala de K<sub>ZT</sub> y K<sub>D</sub> ([Chock et al. 2005](#)), es decir, V<sub>efectivo</sub> es la velocidad básica del viento V multiplicada por p(K<sub>ZT</sub> × K<sub>D</sub>)<sup>0.85</sup>, por lo que al ingeniero se le permite usar más convenientemente los valores estándar de K<sub>ZT</sub> de 1.0 y K<sub>D</sub> como se indica en la Tabla 26.6-1. Tenga en cuenta que las condiciones del sitio local de topoescala más fina, como promontorios oceánicos y escarpes locales, aún deben examinarse. Las escalas de resolución espacial para el modelado digital, incluidos los efectos del terreno, se describen convencionalmente en la literatura reconocida de la siguiente manera:

Escala	Resolución espacial 32–
topoescala	656 pies (10–200 m)
mesoescala	pies–3,1 mi (200 m–5 km)
Macroescala	3,1 mi–311 mi (5–500 km)

La decisión en ASCE 7-10 de pasar a mapas de velocidad del viento de diseño de fuerza separados para diferentes categorías de riesgo junto con un factor de carga de viento de 1.0, en lugar de usar un solo mapa junto con un factor de importancia y un factor de carga de 1.6, se basó en varias consideraciones:

1. Un mapa de velocidad del viento de diseño de nivel de fuerza alinea el enfoque de la carga del viento con el utilizado para las cargas sísmicas, en el sentido de que ambos están destinados a lograr un riesgo uniforme en lugar de un peligro uniforme y eliminan el uso de un factor de carga para el diseño de resistencia.
2. Tener mapas separados elimina las inconsistencias que ocurrieron con el uso de factores de importancia, que variaban según la ubicación, y permite la descripción geográfica

de zonas afectadas únicamente por vientos no huracanados y por vientos huracanados y no huracanados en función del intervalo medio de recurrencia (MRI).

3. Cada mapa tiene el mismo MRI para las velocidades del viento de diseño en esas dos zonas.
4. Al proporcionar directamente la velocidad del viento de diseño, los mapas informan más claramente a los propietarios y sus asesores sobre las intensidades de las tormentas para las que se diseñaron los edificios y otras estructuras.

Selección de Periodos de Retorno. La metodología para la selección de los períodos de retorno utilizada en ASCE 7-10 ([Vickery et al. 2010](#)) ha sido modificada para ASCE 7-16. Para determinar una devolución

período para cada categoría de riesgo consistente con las confiabilidades objetivo en la Tabla C1.3-1, el Subcomité de Combinaciones de Carga ASCE 7 realizó un análisis de confiabilidad que incorporó nuevos datos sobre el factor de direccionalidad. El valor de diseño nominal K<sub>D</sub> = 0,85 se basó en un análisis direccional relativamente simple realizado como parte del desarrollo del factor de carga original ANSI A58/ASCE 7.

Una de las suposiciones subyacentes del análisis original era que el factor de direccionalidad del viento, K<sub>D</sub> = 0,85, no estaba sesgado porque en ese momento solo se disponía de datos limitados sobre los efectos de la direccionalidad del viento. Investigaciones más recientes de Isyumov et al. ([2013](#)), al simular tres geometrías de edificios en dos ubicaciones diferentes, indica que los valores nominales de K<sub>D</sub> de ASCE 7 se ven afectados por un sesgo (definido como la relación entre el valor medio,  $\bar{y}K_D$ , y el valor nominal, K<sub>Dn</sub>). El valor nominal de K<sub>D</sub> es conservador tanto para vientos tropicales como extratropicales porque el valor medio es menor que el valor nominal. Se realizaron análisis de confiabilidad adicionales para examinar el efecto de K<sub>D</sub> en el período de retorno y la confiabilidad asociada. El subcomité encontró que los siguientes períodos de retorno para cada Categoría de Riesgo son consistentes con las confiabilidades objetivo en la primera fila de la Tabla 1.3-1: Categoría de Riesgo I: 300 años; Categoría de riesgo II: 700 años; Categoría de riesgo III: 1.700 años; y Categoría de Riesgo IV: 3.000 años.

Velocidad del viento. Los mapas de velocidad del viento de las Figs. 26.5-1 y 26.5-2 presentan las velocidades básicas del viento para los Estados Unidos contiguos, Alaska, Hawái y otras ubicaciones seleccionadas. Las velocidades del viento corresponden a velocidades de ráfagas de 3 s a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C. Debido a que las velocidades del viento de las Figs. 26.5-1 y 26.5-2 reflejan condiciones en aeropuertos y exposiciones similares a campo abierto, no tienen en cuenta los efectos de características topográficas significativas como las descritas en la Sección 26.8. En ASCE 7-16, las velocidades del viento en áreas no propensas a huracanes de los Estados Unidos contiguos se mapean usando contornos para reflejar mejor las variaciones regionales en el clima de vientos extremos. Los valores de puntos se proporcionan para ayudar a la interpolación, en un estilo similar al utilizado en los mapas de riesgo sísmico ASCE 7. Resúmenes de los datos y métodos utilizados para estimar tanto el huracán como el huracán

Las velocidades del viento de caña se dan a continuación, junto con una descripción de cómo se combinan estas velocidades del viento para hacer los mapas finales. Se proporcionan descripciones detalladas en Pintar et al. ([2015](#)) y Lombardo et al. ([2016](#)).

Velocidades del viento sin huracanes. Las velocidades del viento sin huracanes para los Estados Unidos contiguos se estimaron a partir de los datos de velocidad de ráfagas máximas recopilados en 575 estaciones meteorológicas. Los datos de cada estación se extrajeron de los registros meteorológicos y se clasificaron por tipo de tormenta, tormenta o no, después de eliminar las ráfagas asociadas con los ciclones tropicales (es decir, huracanes y tormentas tropicales). Las ráfagas máximas registradas de cada estación se corrigieron según fue necesario para estandarizar las observaciones

a ráfagas máximas equivalentes de 3 s a 10 m (33 pies) de altura sobre terreno abierto (Exposición C). En cada estación, hubo al menos 15 años de datos, y hubo un número suficiente de observaciones de tormentas eléctricas y no tormentas eléctricas para dar cuenta de su potencial.

diferencias al estimar las velocidades del viento con intervalos de recurrencia media especificados. La estimación se realizó en dos etapas.

En la primera etapa, se ajustó un modelo de picos sobre umbrales (POT) a los datos de cada estación. El modelo POT utilizado fue el

Modelo de proceso de Poisson descrito por primera vez en Pickands (1971) y ampliado en Smith (1989) para permitir que los parámetros del proceso de Poisson dependan del tiempo. Este modelo permitió la diferenciación entre vientos tormentosos y no tormentosos. los

El proceso de Poisson tiene un parámetro de longitud de cola que se puede establecer en cero, lo que lleva a colas similares a las de Gumbel para la distribución de las velocidades del viento. Tales colas de distribución se usaron en este trabajo, de acuerdo con la práctica anterior en ingeniería eólica. Los modelos POT ajustados permitieron la estimación de las velocidades del viento para cualquier intervalo de recurrencia medio requerido en todas las estaciones. En la segunda etapa, se usó la regresión local (Cleveland y Devlin 1988) para interpolar las velocidades del viento en todos los puntos de una cuadrícula regular fina que cubría los Estados Unidos contiguos para todos los intervalos de recurrencia medios requeridos. Esto tuvo el efecto de suavizar espacialmente las estimaciones de estaciones ruidosas. Las estimaciones suavizadas de la velocidad del viento sirvieron de base para crear los mapas de isotaquias.

Se disponía de datos limitados en la costa de Washington y Oregón. En esta región, se definió una región de viento especial para permitir que las jurisdicciones locales seleccionen velocidades en función del conocimiento y el análisis locales. Las velocidades en las Islas Aleutianas y en el interior de Alaska se establecieron a partir de datos de ráfagas. No había suficientes datos disponibles para una cobertura detallada de las regiones montañosas, por lo que los datos de ráfagas en Alaska no se corrigieron por la posible influencia del terreno. Es posible que la velocidad del viento en partes de Alaska sea menor si se tuviera en cuenta el efecto topográfico de aceleración del viento sobre las velocidades del viento registradas. En Alaska, los mapas para cada período de retorno se determinaron multiplicando los contornos de MRI de 50 años dados en ASCE 7-10 Fig. CC-3 por un factor, FRA, igual a

$$FRA = 0,45 \pm 0,085 \text{ pulgadas (12T)} \quad (\text{C26.5-1})$$

donde T es el período de retorno en años (Peterka y Shahid 1998).

Los contornos resultantes se interpolaron a las 10 mi/h más cercanas, excepto los contornos más internos y externos, que se redondearon a las 5 mi/h más cercanas.

Velocidades del viento del huracán. Las velocidades de los vientos de los huracanes se basan en los resultados de un modelo de simulación de Monte Carlo, generalmente descrito en Applied Research Associates (2001), Vickery y Wadhera (2008a, b), y Vickery et al. (2009a, b, 2010). El modelo de simulación de huracanes utilizado para desarrollar las velocidades del viento en ASCE 7-16 incluyó dos actualizaciones del modelo utilizado para ASCE 7-10. Se incorporó un efecto de velocidad de traducción reducida para tormentas de movimiento rápido (NRC 2011), y también se implementó un modelo de transición extratropical simple, donde los vientos superficiales se reducen linealmente hasta en un 10 % en el rango de latitud de 37 N a 45 N. Esto la reducción se aproxima a la transición de una capa límite de huracán a una capa límite de tormenta extratropical. Los efectos de las revisiones del modelo son reducir ligeramente la velocidad de los huracanes en el noreste, que se extiende desde Maine hasta Virginia.

Combinación de datos de velocidad del viento huracanados y no huracanados. Las velocidades de los vientos no huracanados y de los vientos huracanados se estimaron para períodos de retorno que oscilan entre 10 y 100 000 años. Luego, los vientos huracanados y no huracanados se combinaron como eventos estadísticamente independientes utilizando la ecuación. (C26.5-2), el mismo enfoque general que se ha utilizado en ediciones anteriores de ASCE 7:

$$Pa(v > V) = 1 - HPN(v < V)PH(v < V) \quad (\text{C26.5-2})$$

donde

$Pa(v > V)$  es la probabilidad de superación anual de la peligros de viento combinados,

$PNH(v < V)$  es la probabilidad anual de no excedencia para vientos no huracanados, y  $PH(v < V)$  es la probabilidad anual de no excedencia para vientos huracanados.

Los vientos combinados se interpolaron para producir las curvas de riesgo de viento combinadas para MRI asociadas con cada uno de los vientos.

mapas de velocidad En los casos en que los contornos de los huracanes no se modifican con respecto a ASCE 7-10, se usaron los archivos de forma de estos mapas anteriores para garantizar la continuidad entre los mapas.

Correlación del Mapa Básico de Velocidad del Viento con la Escala de Vientos de Huracanes de Saffir Simpson. Las intensidades de los huracanes son reportadas por el Centro Nacional de Huracanes (NHC) de acuerdo con la Escala de Vientos de Huracanes de Saffir-Simpson (NHC 2015), que se muestra en la Tabla C26.5-1. Esta escala ha encontrado un amplio uso por parte de los pronosticadores de huracanes y las agencias locales y federales responsables de la evacuación de residentes a corto plazo durante las alertas de huracanes, así como a los planificadores de desastres a largo plazo y los medios de comunicación. La escala contiene cinco categorías de huracanes y los distingue según la intensidad de la velocidad del viento.

Las velocidades del viento utilizadas en la escala de vientos huracanados de Saffir-Simpson se definen en términos de una velocidad del viento sostenida con un tiempo promedio de 1 minuto a 33 pies (10 m) sobre mar abierto. En comparación, el estándar ASCE 7 utiliza una velocidad de ráfaga de 3 segundos a 33 pies (10 m) sobre el suelo en Exposición C (definida como la velocidad básica del viento y mostrada en el mapa de velocidad del viento, Figs. 26.5-1 y 26.5-2). La velocidad sostenida del viento sobre el agua en la Tabla C26.5-2 no se puede convertir en una velocidad máxima de ráfaga de viento utilizando la curva de Durst de la Fig. C26.5-1, que solo es válida para el viento que sopla sobre terreno abierto (Exposición C). Una relación aproximada entre las velocidades del viento en ASCE 7 y la escala Saffir-Simpson, basada en datos recientes que indican que la rugosidad de la superficie del mar permanece aproximadamente constante para velocidades medias por hora superiores a 67 mi/h (30 m/s), es se muestra en la Tabla C26.5-2. La tabla proporciona las velocidades de viento sostenidas de la escala de viento de huracanes de Saffir-Simpson sobre el agua, las velocidades de ráfagas de viento de intensidad equivalente sobre el agua y las velocidades de ráfagas de viento de intensidad equivalente sobre la tierra. Para una tormenta de una intensidad dada, la Tabla C26.5-2 toma en consideración tanto la reducción en la velocidad del viento a medida que la tormenta se mueve de sobre el agua a la tierra debido a los cambios en la rugosidad de la superficie, como el cambio en el factor de ráfaga a medida que la tormenta avanza. se mueve de sobre el agua a sobre la tierra (Vickery et al 2009a; Simiu et al. 2007).

La Tabla C26.5-3 muestra la velocidad del viento de diseño de los mapas básicos de velocidad del viento ASCE 7 (Figs. 26.5-1 y 26.5-2) para varios

Tabla C26.5-1 Escala de vientos huracanados de Saffir-Simpson

Huracán Categoría	Viento sostenido Velocidad mph (m/s)	Tipos de daños debido a vientos huracanados
1	74–95 (33–42)	Vientos muy peligrosos producirán algún daño
2	96–110 (43–49)	Los vientos extremadamente peligrosos causarán grandes daños.
3	111–129 (50–57)	Se producirán daños devastadores
4	130–156 (58–69)	Ocurrirán daños catastróficos
5	≥157 (70)	Se producirán daños altamente catastróficos.

<sup>a</sup> Velocidad promedio del viento de 1 minuto a 33 pies (10 m) sobre mar abierto.

Tabla C26.5-2 Relación aproximada entre las velocidades del viento en ASCE 7 y escala de vientos huracanados Saffir-Simpson

Saffir-Simpson Huracán Categoría	Viento sostenido		Ráfaga de viento		Ráfaga de viento	
	Velocidad sobre Watera mph	Velocidad sobre el aguab m/s	Velocidad sobre el agua mph	Velocidad sobre Landc m/s	Velocidad sobre Landc mph	Velocidad sobre Landc m/s
1	74–95	33–42	90–116	40–51	81–105	36–47
2	96–110	43–49	117–134	52–59	106–121	48–54
3	111–129	50–57	135–157	60–70	122–142	55–63
4	130–156	58–69	158–190	71–84	143–172	64–76
5	>157	>70	>191	>85	>173	>77

<sup>a</sup> Velocidad promedio del viento de 1 minuto a 33 pies (10 m) sobre el mar abierto.

<sup>b</sup> Velocidad del viento de ráfaga de 3 s a 33 pies (10 m) sobre mar abierto.

<sup>c</sup> Velocidad del viento de ráfaga de 3 segundos a 33 pies (10 m) sobre terreno abierto en la categoría de exposición

C. Esta columna tiene la misma base (tiempo promedio, altura y exposición) que

la velocidad básica del viento de las Figs. 26.5-1 y 26.5-2.

ubicaciones a lo largo de la costa de huracanes desde Maine hasta Texas, y para Hawái, Puerto Rico y las Islas Vírgenes. Tablas C26.5-4 hasta C26.5-6 muestran las velocidades básicas del viento para la categoría de riesgo II, III y IV edificios y otras estructuras en términos de la equivalente de categoría de huracán en el Saffir-Simpson Hurricane Escala de viento. Estas velocidades del viento representan un límite aproximado estado; estructuras diseñadas para soportar las cargas de viento especificadas en esta norma, que también están debidamente construidos y mantenido, debe tener una alta probabilidad de sobrevivir huracanes de las intensidades que se muestran en las Tablas C26.5-4 a C26.5-6 sin daños estructurales serios solo por la presión del viento.

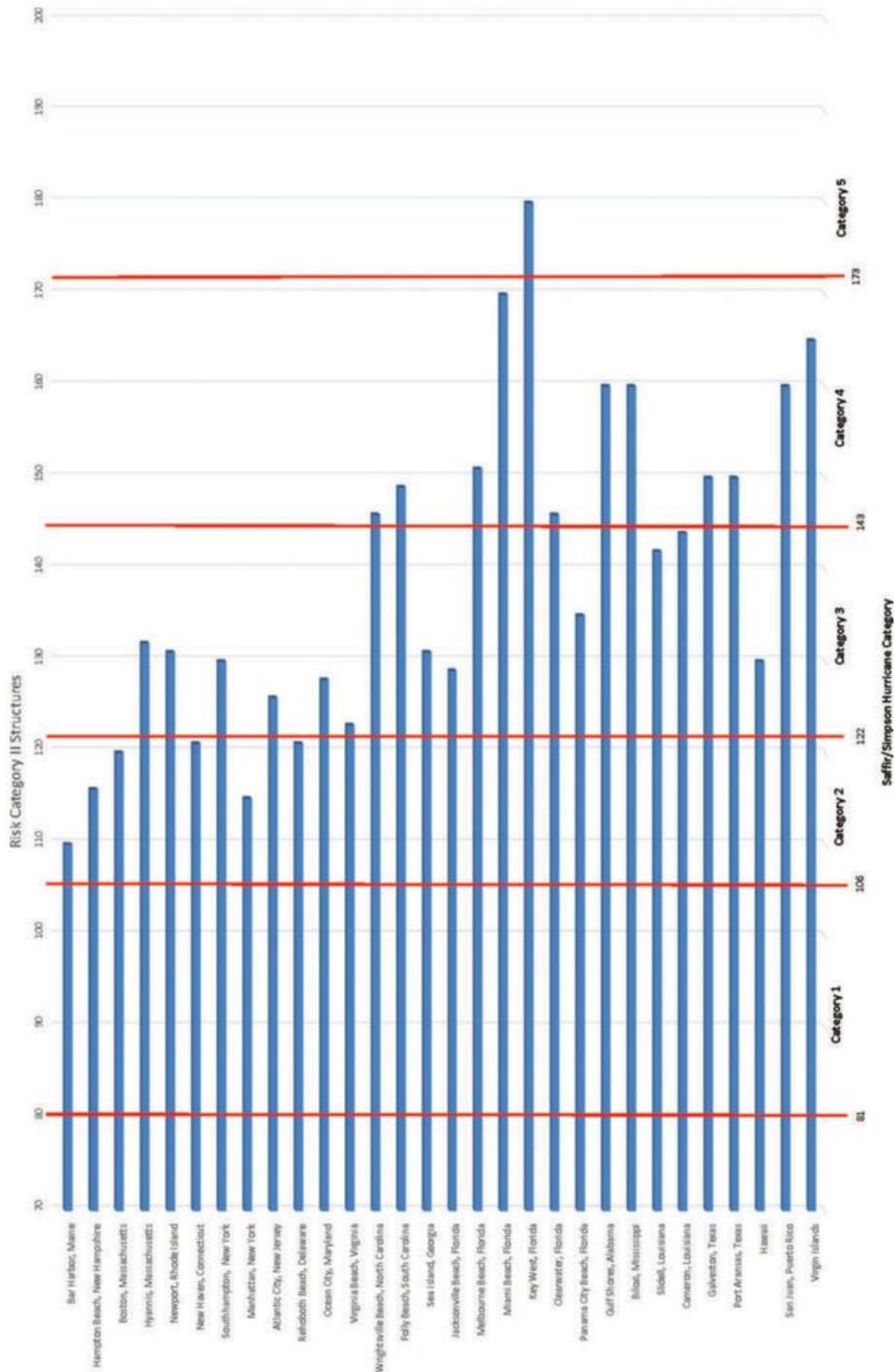
Las tablas C26.5-2 a C26.5-6 están destinadas a ayudar a los usuarios de el estándar comprende mejor las velocidades del viento de diseño como se usa en este estándar en relación con las velocidades del viento informadas por los meteorólogos y los medios de comunicación, que comúnmente utilizan la escala de vientos huracanados de Saffir Simpson. El huracán Saffir-Simpson categoría equivalente Exposición C valores de velocidad de ráfaga de viento dados en Las tablas C26.5-2 a C26.5-6, que están asociadas con un dada la velocidad sostenida del viento, debe usarse solo como guía.

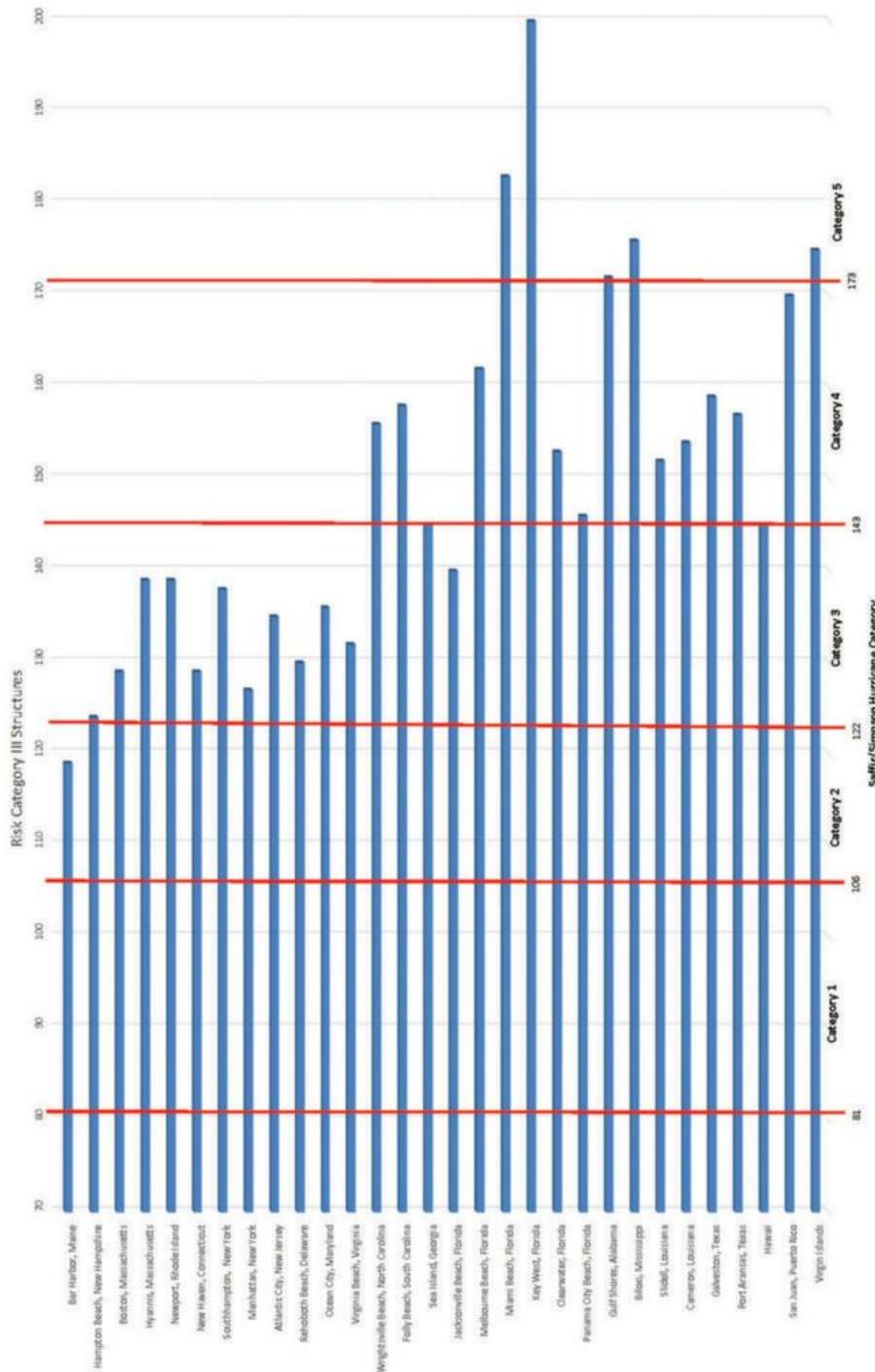
Tabla C26.5-3 Velocidades básicas del viento en ubicaciones costeras seleccionadas en áreas propensas a huracanes

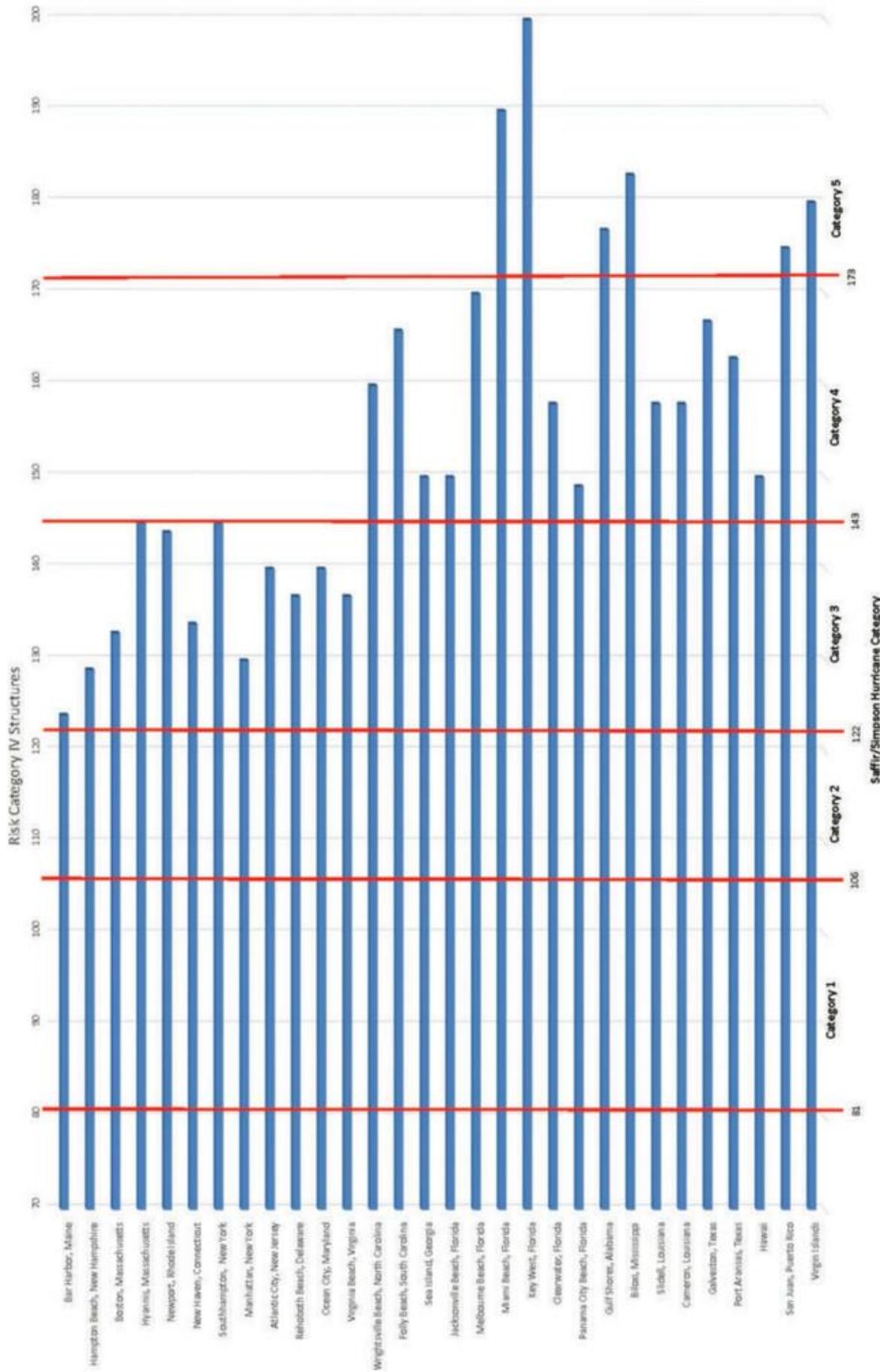
Ubicación	Coordenadas (grados decimales)			Velocidades básicas del viento (mph)		
	Latitud	Longitud	Categoría de riesgo II (700 años)	Categoría de riesgo III (1700 años)	Categoría de riesgo IV (3000 años)	
Puerto de Bar, Maine	44.3813	ȳ68.1968	110	119	124	
playa de hampton, nuevo hampshire	42.9107	ȳ70.8102	116	124	129	
Boston, Massachusetts	42.3578	ȳ71.0012	120	129	133	
Hyannis, Massachusetts	41.6359	ȳ70.2901	132	139	145	
Newport, Rhode Island	41.453	ȳ71.3058	131	139	144	
New Haven, Connecticut	41.2803	ȳ72.9327	121	129	134	
Southhampton, Nueva York	40.871	ȳ72.3844	130	138	145	
Manhattan, Nueva York	40.7005	ȳ74.0135	115	127	130	
Atlantic City, Nueva Jersey	39.3536	ȳ74.4336	126	135	140	
Playa de Rehoboth, Delaware	38.7167	ȳ75.0752	121	130	137	
Ciudad del océano, Maryland	38.3314	ȳ75.0835	128	136	140	
Virginia Beach, Virginia	36.8306	ȳ75.9691	123	132	137	
Playa de Wrightsville, Carolina del Norte	34.1973	ȳ77.8014	146	156	160	
Folly Beach, Carolina del Sur	32.6496	ȳ79.9512	149	158	166	
isla del mar, georgia	31.179	ȳ81.3472	131	145	150	
Playa de Jacksonville, Florida	30.2836	ȳ81.387	129	140	150	
playa de melbourne, florida	28.0684	ȳ80.5564	151	162	170	
Miami Beach, Florida	25.7643	ȳ80.1309	170	183	190	
Cayo Hueso, Florida	24.5477	ȳ81.7843	180	200	200	
Clearwater, Florida	27.9658	ȳ82.8042	146	153	158	
Playa de la ciudad de Panamá, Florida	30.1558	ȳ85.7744	135	146	149	
costas del golfo, alabama	30.2486	ȳ87.6808	160	172	177	
Biloxi, Misisipi	30.3924	ȳ88.8887	160	176	183	
Slidell, Luisiana	30.2174	ȳ89.824	142	152	158	
Cameron, Luisiana	29.7761	ȳ93.2921	144	154	158	
galveston, texas	29.2663	ȳ94.826	150	159	167	
Puerto Aransas, Texas	27.8346	ȳ97.0446	150	157	163	
Hawai	n/d	n/d	130	145	150	
San Juan, Puerto Rico	18.4501	ȳ66.0367	160	170	175	
Islas Vírgenes	n / A	n / A	165	175	180	

Notas:

- Todas las velocidades del viento en la Tabla C26.5-3 son velocidades de ráfagas de viento de 3 s a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la Categoría de exposición C.
- La velocidad básica del viento en regiones propensas a huracanes puede variar significativamente en una ciudad o condado; los valores que se muestran son para al azar puntos seleccionados a lo largo de la costa para las comunidades enumeradas en las tablas. Las velocidades del viento en otros lugares dentro de esas comunidades pueden ser mayor o menor que los valores mostrados en la tabla.
- Conversión de mph a m/s: mph × 0,44704 = m/s.







Las velocidades de las ráfagas de viento asociadas con una determinada velocidad sostenida del viento pueden variar con el tamaño y la intensidad de la tormenta, como se sugiere en Vickery et al. (2009a).

Velocidades del viento para el diseño de servicio. Para aplicaciones de capacidad de servicio como la deriva y la habitabilidad, el Comentario del Apéndice C presenta mapas de velocidades máximas de ráfagas de viento a 33 pies (10 m) sobre el suelo en condiciones de Exposición C para períodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años (Figs. CC .2-1 a CC.2-4).

La probabilidad,  $P_n$ , de que la velocidad del viento asociada a una determinada probabilidad anual,  $P_a$ , sea igualada o superada al menos una vez durante un período de exposición de  $n$  años viene dada por

$$P_n = 1 - e^{-P_a} \quad (\text{C26.5-3})$$

donde

$$P_a = 1 - e^{-\lambda T} \quad (\text{C26.5-4})$$

Para resonancias magnéticas de alrededor de 10 años o más,  $P_a$  se aproxima muy de cerca por el recíproco del intervalo de recurrencia medio, es decir,  $P_a = 1/MRI$ .

Como ejemplo, si la velocidad del viento se basa en  $P_a = 0,02/\text{año}$  (RMN de 50 años), la probabilidad de que esta velocidad sea igualada o superada (al menos una vez) durante un período de 25 años es 0,40 (es decir, 40 %), y la probabilidad de ser igualado o superado en un período de 50 años es del 64%. De manera similar, si la velocidad del viento se basa en  $P_a = 0,00143$  (MRI de 700 años), la probabilidad de que esta velocidad sea igualada o superada durante un período de 25 años es del 3,5 %, y la probabilidad de ser igualada o superada en un período de 50 años. - el período del año es 6.9%.

Se evaluaron algunos productos y se desarrollaron métodos de prueba basados en velocidades de viento de diseño que son consistentes con los efectos de carga no factorizados que se usan típicamente en el diseño de tensión admisible (ASD). La Tabla C26.5-7 proporciona una comparación de las velocidades del viento basadas en el diseño de fuerza utilizadas en los mapas básicos de velocidad del viento ASCE 7-10 y 7-16 y las velocidades básicas del viento ASCE 7-05 utilizadas en estos informes de evaluación de productos y métodos de prueba. .

También se proporciona una columna de valores para permitir la comparación con las velocidades básicas del viento ASCE 7-93.

Clasificación C&C para productos de envolventes de edificios. Productos de revestimiento de edificios que han sido probados según estándares de presión de aire (como ASTM E330, CSA A123.21 u otros estándares que

Tabla C26.5-7 Velocidades Básicas del Viento: ASCE 7-93 a ASCE 7-16

ASCE 7-95 a través de ASCE 7-05 Velocidad básica del viento (ráfagas de 3 s en mi/h)	ASCE 7-10 y ASCE 7-16 Velocidad básica del viento (ráfagas de 3 s, mi/h)	ASCE 7-93 y anteriores Ediciones Velocidad básica del viento (milla más rápida, mi/h)
85	108a	71
90	114a	76
100	126	85
105	133	90
110	139	95
120	152	104
130	164	114
140	177	123
145	183	128
150	190	133
170	215	152

<sup>a</sup> En ASCE 7-10, los valores de velocidad del viento de 108 mi/h y 114 mi/h se redondearon a 110 mi/h y 115 mi/h, respectivamente.

Nota: Conversión de mi/h a m/s =  $h \times 0.44704 = m/s$ .

incorporan un factor de seguridad) normalmente se clasifican para una presión de viento de diseño de esfuerzo permisible (0,6 W) en lugar de una presión de diseño de resistencia (1,0 W) o velocidad del viento. Para seleccionar correctamente los productos probados y clasificados de esta manera, las presiones de C&C determinadas en el Capítulo 30 deben ajustarse para el factor de carga de diseño de tensión permisible de 0,6 W en la Sección 2.4.1.

C26.5.2 Regiones Especiales de Viento. Aunque los mapas de velocidad del viento de las Figs. 26.5-1 y 26.5-2 son válidos para la mayoría de las regiones del país, hay regiones especiales en las que se sabe que existen anomalías en la velocidad del viento. Algunas de estas regiones especiales se indican en las Figs. 26.5-1 y 26.5-2. En 2016, las regiones especiales de viento se restauraron a las áreas designadas originalmente en ANSI A58.1 hasta ASCE 7-93. Las regiones se habían cambiado inadvertidamente en ASCE 7-95 debido a un error gráfico no deseado. Las regiones de viento especiales alrededor de los Grandes Lagos en el noreste de los Estados Unidos y en el área de Puget Sound cerca de Seattle se omitieron intencionalmente en ASCE 7-95 debido a la falta de datos meteorológicos que demuestren la existencia de velocidades de viento superiores a las que podría explicar la exposición. Los vientos que soplan sobre cadenas montañosas oa través de gargantas o valles fluviales en estas regiones especiales pueden desarrollar velocidades sustancialmente más altas que los valores indicados en el mapa. Al seleccionar las velocidades básicas del viento en estas regiones especiales, se recomienda el uso de datos climáticos regionales y la consulta con un ingeniero eólico o un meteorólogo.

También es posible que existan anomalías en la velocidad del viento a escala micrometeorológica. Por ejemplo, la aceleración del viento sobre colinas y escarpes se trata en la Sección 26.8. Las velocidades del viento sobre terrenos complejos pueden determinarse mejor mediante estudios de túnel de viento como se describe en el Capítulo 31. Los ajustes de las velocidades del viento deben hacerse a escala micrometeorológica sobre la base de la ingeniería del viento o el asesoramiento meteorológico y utilizarse de acuerdo con las disposiciones de la Sección 26.5. 3 cuando tales ajustes estén justificados. Debido a la complejidad del terreno montañoso y los desfiladeros de los valles en Hawái, existen efectos topográficos de aceleración del viento que no pueden abordarse únicamente con la figura 26.8-1 ([Applied Research Associates 2001](#)). En la región de vientos especiales de Hawái, la investigación y el análisis han establecido que existen ajustes de efectos topográficos Kzt especiales ([Chock et al. 2005](#)).

La región de vientos especiales más al sur de California experimenta los vientos de Santa Ana (vientos secos que descienden de la montaña). Los límites apropiados de esta región son difíciles de cuantificar debido a la falta de datos.

C26.5.3 Estimación de Velocidades Básicas del Viento a partir de Datos Climáticos Regionales. Cuando se utilizan datos climáticos regionales de acuerdo con las disposiciones de la Sección 26.5.3 y en lugar de las velocidades básicas del viento que se dan en las Figs. 26.5-1 y 26.5-2, se advierte al usuario que los factores de ráfaga, los coeficientes de exposición a la presión de la velocidad, los factores de efecto de ráfaga, los coeficientes de presión y los coeficientes de fuerza de esta norma están destinados para uso con

la velocidad de ráfaga de 3 s a 33 pies (10 m) sobre el suelo en terreno con exposición abierta. Por lo tanto, es necesario que los datos climáticos regionales basados en un promedio de tiempo diferente, por ejemplo, promedio por hora, promedio de 10 minutos, minuto más rápido o milla más rápida, se ajusten para reflejar las velocidades máximas de ráfaga a 33 pies (10 m) por encima suelo en terreno con exposición abierta. Los resultados de estudios estadísticos de registros de velocidad del viento, informados por Durst ([1960](#)) para vientos extratropicales y huracanes ([Vickery et al. 2000](#)), se dan en la Fig. C26.5-1, que define la relación entre la velocidad del viento promediada a lo largo del tiempo  $t$  en segundos,  $V_t$ , y la velocidad del viento por hora,  $V3600$ . El modelo de simulación de huracanes descrito en la Sección C26.5.1 utiliza la curva de factor de ráfaga de ESDU ([1982, 1993](#)), que ha demostrado ser válida para vientos huracanados ([Vickery y Skerlj 2005](#)). Conclusiones similares con respecto a la ráfaga de huracán

Los factores fueron elaborados por Jung y Masters (2013). La relación entre los tiempos promedio de la velocidad del viento para vientos extratropicales en cualquier exposición del terreno se proporciona en la Sección 11.2.4.2 de Simiu (2011).

Al utilizar datos locales, se debe enfatizar que los errores de muestreo pueden generar grandes incertidumbres en la especificación de la velocidad del viento. Los errores de muestreo son los errores asociados con el tamaño limitado de las muestras de datos climatológicos (por ejemplo, años de registro de velocidades extremas). Es posible tener un error de 20 mi/h (8,9 m/s) en la velocidad extrema del viento estimada en una estación individual con una duración récord de 30 años. Cuando se utilizan registros locales cortos para estimar las velocidades extremas del viento, se debe tener cuidado y conservadurismo en su uso.

Si se utilizan datos meteorológicos para justificar una velocidad del viento inferior a la velocidad básica del viento de las Figs. 26.5-1 y 26.5-2, se requiere un análisis de error de muestreo. Esto se puede lograr mostrando que la diferencia entre la velocidad estimada y la velocidad básica del viento de las Figs. 26.5-1 y 26.5-2 es al menos dos o tres veces la desviación estándar del error de muestreo (Simiu y Scanlan 1996).

## C26.6 DIRECCIONALIDAD DEL VIENTO

El factor de carga de viento 1.3 en ASCE 7-95 incluía un "factor de direccionalidad del viento" con un valor nominal de 0.85 (Ellingwood 1981; Ellingwood et al. 1982). Este factor tiene en cuenta dos efectos: (1) la probabilidad reducida de que los vientos máximos provengan de cualquier dirección determinada, y (2) la probabilidad reducida de que se produzca el coeficiente de presión máximo para cualquier viento determinado.

dirección. El factor de direccionalidad del viento nominal (denotado por  $K_d$  en el estándar) se tabula en la Tabla 26.6-1 para diferentes tipos de estructuras. A medida que se dispone de nuevas investigaciones, este factor puede modificarse directamente. Los valores nominales para el factor se establecieron a partir de referencias en la literatura y el juicio del comité colectivo. Un valor de 0.85 podría ser más apropiado si una estructura triangular con cerchas está envuelta en una cubierta redonda. Un valor de 0.95 podría ser más apropiado para una estructura redonda que tiene un sistema de resistencia de carga lateral no axisimétrico.

## C26.7 EXPOSICIÓN

Las descripciones de las categorías de rugosidad de la superficie y las categorías de exposición en la Sección 26.7 se han expresado en la medida de lo posible en términos verbales de fácil comprensión que son lo suficientemente precisos para la mayoría de las aplicaciones prácticas. Las condiciones de rugosidad de la superficie contra el viento requeridas para las exposiciones B y D se muestran esquemáticamente en las Figs. C26.7-1 y C26.7-2, respectivamente. Las fotografías aéreas que muestran ejemplos de las exposiciones B, C y D se muestran en las Figs. C26.7-5 a C26.7-7. Para los casos en los que el diseñador deseé realizar una evaluación más detallada de la categoría de rugosidad de la superficie y la categoría de exposición, se ofrece como guía la siguiente descripción más matemática (Irwin 2006). La rugosidad de la superficie del suelo se mide mejor en términos de un parámetro de longitud de rugosidad llamado  $z_0$ . Cada una de las categorías de rugosidad de la superficie B a D corresponde a un rango de valores de este parámetro, al igual que la categoría A aún más rugosa utilizada en versiones anteriores del estándar en áreas urbanas densamente edificadas pero eliminada

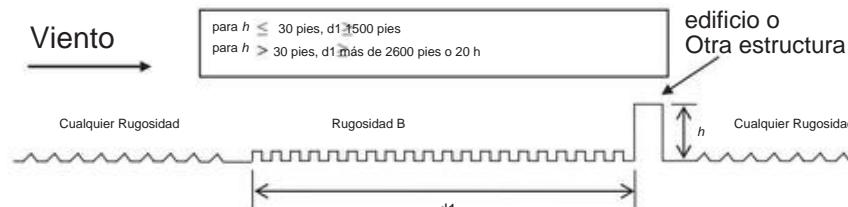
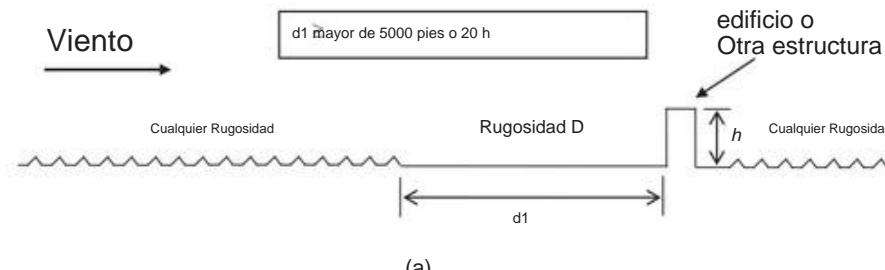
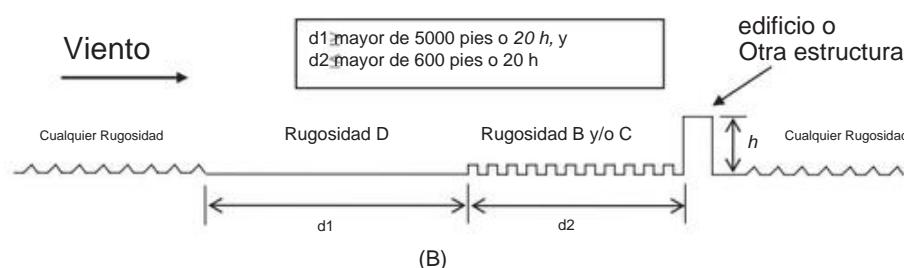


FIGURA C26.7-1 Condiciones de rugosidad de la superficie contra el viento requeridas para la exposición B



(a)



(B)

FIGURA C26.7-2 Condiciones de rugosidad de la superficie contra el viento requeridas para la exposición D, para los casos con (a) rugosidad de la superficie D inmediatamente contra el viento del edificio, y (b) rugosidad de la superficie B y/o C inmediatamente contra el viento del edificio

Tabla C26.7-1 Rango de z0 por categoría de exposición

Exposición Categoría	Límite inferior de z0, pies (m)	Típico Valor de z0, pies (m)	Límite superior de z0, pies (m)	z0 Inherente a Valores tabulados de Kz en la Tabla 26.10-1, pies (m)
A	2,3 (0,7) y z0 6,6 (2) —			
B	0,5 (0,15) y z0 1,0 (0,3) z0 < 2,3 (0,7) 0,033 (0,01) y			0,66 (0,20)
C	z0 0,066		z0 < 0,5 (0,02)	0,066 (0,02)
D	—	0,016 (0,005)	z0 < 0,033 (0,01)	0,016 (0,005)

en las últimas ediciones. El rango de z0 en pies (m) para cada terreno categoría se da en la Tabla C26.7-1. Se ha incluido la exposición A en la Tabla C26.7-1 como una referencia que puede ser útil al usar el Procedimiento Túnel de Viento. Más información sobre los valores de z0 en se pueden encontrar diferentes tipos de terreno en Simiu y Scanlan (1996) y la Tabla C26.7-2 basada en Davenport et al. (2000) y Wieringa et al. (2001).

Las clasificaciones de rugosidad en la Tabla C26.7-2 no son destinado a reemplazar el uso de categorías de exposición según sea necesario en la norma para propósitos de diseño estructural, sin embargo, las clasificaciones de rugosidad del terreno en la Tabla C26.7-2 pueden estar relacionadas

a las categorías de exposición comparando los valores z0 entre las tablas C26.7-1 y C26.7-2. Por ejemplo, los valores z0 para las Clases 3 y 4 en la Tabla C26.7-2 caen dentro del rango de valores z0 para Exposición C en la Tabla C26.7-1. De manera similar, los valores z0 para Clases 5 y 6 en la Tabla C26.7-2 caen dentro del rango de valores z0 para Exposición B en la Tabla C26.7-1.

La investigación descrita en Powell et al. (2003), Donelan et al. (2004) y Vickery et al. (2009a) mostró que el coeficiente de arrastre sobre el océano en los vientos fuertes de los huracanes no continúan aumentando con el aumento de la velocidad del viento, como se creía anteriormente (p. ej., Powell 1980). Estos estudios demostraron que el coeficiente de arrastre de la superficie del mar, y por lo tanto la aerodinámica rugosidad del océano, alcanzó un máximo en el viento medio velocidades de alrededor de 67 mi/h (30 m/s). Hay alguna evidencia de que el coeficiente de arrastre en realidad disminuye (es decir, la superficie del mar vuelve aerodinámicamente más suave) a medida que aumenta la velocidad del viento más lejos (Powell et al. 2003) o a medida que el radio del huracán disminuye (Vickery et al. 2009a). Las consecuencias de estos estudios son que la rugosidad de la superficie sobre el océano en un huracán es consistente con el de la exposición D en lugar de la exposición C. En consecuencia, el Se requiere el uso de Exposición D a lo largo de la costa del huracán.

Para la Exposición B, los valores tabulados de Kz corresponden a z0 = 0,66 pies (0,2 m), que está por debajo del valor típico de 1 pie (0,3 m), mientras que para las exposiciones C y D corresponden a las típicas

Tabla C26.7-2 Clasificación de Davenport de rugosidad efectiva del terreno

Clase	z0, pies (m) <sup>a</sup>	ab	zg , pies (m) <sup>b</sup>	zg (pies o m) <sup>c</sup>	Flujo de viento y descripción del paisaje
1	0,0007 (0,0002)	12,9 509 (155)			zd =0 Mar: Mar abierto o lago (independientemente del tamaño de la ola), llanura de marea, llanura cubierta de nieve, sin accidentes geográficos desierto, asfalto y cemento, con un alcance libre de varios kilómetros.
2	0,016 (0,005)	11.4 760 (232)			zd =0 Suave: Superficie terrestre sin rasgos distintivos, sin obstáculos perceptibles y con insignificante vegetación, por ejemplo, playas, bloques de hielo sin grandes crestas, pantanos y áreas abiertas cubiertas de nieve o en barbecho país.
3	0,1 (0,03)	9.0 952 (290)			zd =0 Abierto: Terreno llano con vegetación baja (p. ej., pasto) y obstáculos aislados con separaciones de al menos 50 alturas de obstáculos, por ejemplo, pastizales sin cortavientos, brezos, páramos y tundra, zona de pista de los aeropuertos. Hielo con crestas a través del viento.
4	0,33 (0,10)	7,7 1.107 (337)			zd =0 Aproximadamente abierto: área cultivada o natural con cultivos bajos o cubiertas vegetales, o moderadamente abierta país con obstáculos ocasionales (p. ej., setos bajos, edificios bajos aislados o árboles) a un nivel relativo distancias horizontales de al menos 20 alturas de obstáculos.
5	0,82 (0,25)	6,8 1.241 (378)			zd =0,2zH Áspero: Área cultivada o natural con cultivos altos o cultivos de altura variable y dispersos obstáculos a distancias relativas de 12 a 15 alturas de obstáculos para objetos porosos (p. ej., cinturones protectores) o 8 a 12 alturas de obstáculos para objetos sólidos bajos (por ejemplo, edificios).
6	1,64 (0,5)	6,2 1.354 (413)		zd = 0,5 zH	Muy accidentado: paisaje intensamente cultivado con muchos grupos de obstáculos bastante grandes (granjas grandes, grupos de bosque) separados por espacios abiertos de alrededor de 8 alturas de obstáculos. Bajo, densamente plantado vegetación importante como matorrales, huertos, bosque joven. También, área moderadamente cubierta por baja edificios con interespacios de 3 a 7 alturas de construcción y sin árboles altos.
7	3,3 (1,0)	5,7 1.476 (450)		zd =0,7zH Skimming:	Paisaje regularmente cubierto con grandes obstáculos de tamaño similar, con espacios abiertos de el mismo orden de magnitud que la altura de los obstáculos, por ejemplo, bosques regulares maduros, densamente edificados área sin mucha variación de la altura del edificio.
8	ýmatu (ýmat)	5,2 1.610 (490)	Análisis por túnel de viento		Caótico: Centros urbanos con una mezcla de edificios altos y bajos, o grandes bosques de altura irregular con muchos claros. (Se recomienda análisis por túnel de viento).
			aconsejado		

<sup>a</sup> La longitud de rugosidad de la superficie, z0, representa el efecto físico que los objetos de rugosidad (obstáculos al flujo del viento) en la superficie de la Tierra tienen sobre la forma de la perfil de la velocidad del viento de la capa límite atmosférica determinado por la ley logarítmica y utilizado en el modelo ESDU.

<sup>b</sup> La ley de potencia utiliza  $\bar{y}$  en la forma de la capa límite atmosférica  $w_{zg}$ , que representa la altura a la que comienza a producirse el flujo de viento geostrófico, como base para determinar el perfil de la velocidad del viento de la capa límite y los coeficientes de exposición a la presión de la velocidad (consulte la Sección C26.10-1). Los valores proporcionados en esta tabla se basan sobre los valores z0 publicados y el uso de las Ecs. (C26.10-3) y (C26.10-4).

<sup>c</sup> La altura de desplazamiento del plano cero, zd, es la elevación sobre el suelo a la que debe elevarse con precisión la base del perfil del viento de la ley logarítmica ( $y$  de la ley de potencias). representar el flujo de viento de la capa límite. Por debajo de zd y menos de una fracción de la altura típica, zH, de los obstáculos que causan rugosidad, el flujo de viento cercano al suelo es caracterizado como un intercambio turbulento con el flujo de viento de la capa límite por encima, lo que resulta en efectos de protección significativos en condiciones uniformes a moderadamente uniformes. condiciones de rugosidad (por ejemplo, Clases 5 a 7 en esta tabla). En esta condición, la altura media efectiva del techo, heff, puede determinarse como  $h=zd$  (pero no menos de 15 pies o 4,6 m) con el fin de determinar las cargas de viento MWFRS que actúan sobre una estructura de edificio ubicada dentro de dicha clase de rugosidad. Valores apropiados de zd para un el sitio dado puede variar ampliamente, y los que se muestran en esta tabla deben usarse con criterio profesional. Debido a la presencia de flujo altamente turbulento en elevaciones cerca o por debajo de zd (excepto quizás estructuras incrustadas en una rugosidad uniforme de Clase 7), no se debe aplicar el uso de una altura de techo media efectiva para la determinación de componentes y cargas de viento del revestimiento. En rugosidad de clase 8, donde las interrupciones del flujo del viento pueden ser muy no uniformes, efectos de canalización y, por lo demás, "caóticos" los patrones de flujo de viento pueden desarrollarse entre y por debajo de la altura de los obstáculos al flujo de viento. Por esta razón, generalmente se recomienda un estudio de túnel de viento.

<sup>d</sup> El uso de estas descripciones del flujo de viento y del paisaje no debe generar más de un error de clase de rugosidad, correspondiente a un máximo de +/- de estos vientos qh.

valor de  $z_0$ . El motivo de la diferencia en la exposición B es que esta categoría de terreno, que se aplica a las áreas suburbanas, a menudo contiene parches abiertos, como carreteras, estacionamientos y campos de juego. Estos parches abiertos provocan aumentos locales en la velocidad del viento en sus bordes. Al utilizar un coeficiente de exposición correspondiente a un valor inferior al típico de  $z_0$ , se tiene en cuenta esto. La alternativa sería introducir una serie de excepciones al uso de la Exposición B en áreas suburbanas, lo que agregaría un nivel de complejidad no deseado.

El valor de  $z_0$  para un terreno en particular se puede estimar a partir de las dimensiones típicas de los elementos de rugosidad de la superficie y su espaciamiento en el área del suelo usando una relación empírica, encontrada por Lettau (1969), que es

$$Sob z_0 = 0.5H_{ob} \quad (C26.7-1)$$

donde

$H_{ob}$  = altura media de la rugosidad en el terreno de ceñida;  $Sob$  = área frontal vertical promedio por obstrucción presentada al viento; y  $A_{ob}$  = área promedio de terreno ocupada por cada obstrucción, incluida el área abierta que la rodea.

El área frontal vertical se define como el área de proyección de la obstrucción sobre un plano vertical normal a la dirección del viento. El área  $Sob$  se puede estimar sumando las áreas frontales verticales aproximadas de todas las obstrucciones dentro de un área seleccionada de barlovento y dividiendo la suma por el número de obstrucciones en el área. La altura promedio,  $H_{ob}$ , se puede estimar de manera similar promediando las alturas individuales en lugar de usar las áreas frontales.

Asimismo,  $A_{ob}$  se puede estimar dividiendo el tamaño del área seleccionada de barlovento por el número de obstrucciones en ella.

A modo de ejemplo, si el alcance contra el viento consiste principalmente en viviendas unifamiliares con una altura típica de encimera = 20 pies (6 m), un área frontal vertical (incluidos algunos árboles en cada lote) de 1,000 pies<sup>2</sup> (100 m<sup>2</sup>) y un área de terreno por casa de 10 000 pies<sup>2</sup> (1000 m<sup>2</sup>), entonces  $z_0$  se calcula como  $z_0 = 0.5 \times 20 \times 1000 / 10 000 = 1$  pie (0,3 m), que cae en la categoría de exposición B, de acuerdo con la Tabla C26.7-1.

Los árboles y arbustos son porosos y se deforman por los fuertes vientos, que reducen sus áreas frontales efectivas (ESDU 1993). En el caso de las coníferas y otros árboles de hoja perenne, no se puede considerar que más del 50 % de su área frontal bruta sea efectiva para obstruir el viento. Para los árboles y arbustos de hoja caduca, no se puede considerar que más del 15% de su área frontal bruta sea efectiva para obstruir el viento. El área frontal bruta se define en este contexto como la proyección sobre un plano vertical (normal al viento) del área encerrada por la envoltura del árbol o arbusto.

Ho (1992) estimó que la mayoría de los edificios (quizás hasta un 60-80%) tienen una categoría de exposición correspondiente a la Exposición B. Mientras que la definición relativamente simple en el estándar normalmente es suficiente para la mayoría de las aplicaciones prácticas, el diseñador a menudo necesita de información adicional, particularmente con respecto al efecto de grandes aberturas o claros (p. ej., grandes estacionamientos, autopistas o claros de árboles) en la rugosidad de la superficie B del suelo, que de otro modo sería "normal". Lo siguiente se ofrece como guía para estas situaciones:

1. La definición simple de Exposición B dada en el cuerpo de la norma, utilizando la definición de categoría de rugosidad superficial, se muestra gráficamente en la Fig. C26.7-1. Esta definición se aplica a la condición de rugosidad de la superficie B que prevalece a 800 m (2630 pies) contra el viento con "parches abiertos" insuficientes, como se define en el siguiente procedimiento para descalificar el uso

de la Exposición B. Este procedimiento sobre el efecto neto de estos parches abiertos se aplica donde la exposición predominante más allá de los 792 m (2600 pies) es la Exposición B.

2. Un área abierta en la Rugosidad de la superficie B lo suficientemente grande como para tener un efecto significativo en la determinación de la categoría de exposición se define como un "parche abierto". Para ser considerado un "parche abierto", un área abierta cumple con lo siguiente:

- a. Las áreas abiertas deben ser mayores que las áreas mínimas dadas por la Fig. C26.7-4. La interpolación se utilizará entre las distancias de referencia de 500 pies, 1500 pies y 2600 pies (152, 457 y 790 m, respectivamente) para determinar los criterios intermedios mínimos del área abierta del parche. B. El área abierta deberá tener las dimensiones mínimas dadas por las condiciones i, ii o iii a continuación y tener relaciones de largo a ancho entre 0.5 y 2.0. i. Dentro de los 500 pies (152 m) del edificio o estructura, un área abierta mayor o igual a aproximadamente 164 pies (50 m) de largo o ancho. ii. A 1500 pies (457 m) contra el viento del edificio o estructura, un área abierta mayor o igual a aproximadamente 328 pies (100 m) de largo o ancho. iii. A 790 m (2600 pies) contra el viento del edificio o estructura, un área abierta mayor o igual a aproximadamente 152 m (500 pies) de largo o ancho.

3. Los parches abiertos separados por menos de la dimensión a lo largo del viento del parche más grande se tratarán como equivalentes a un solo parche abierto con una longitud igual a la suma de las dimensiones del parche individual a lo largo del viento y el ancho determinado para proporcionar un área igual a la suma de las áreas de parche abiertas individuales.

4. Un sector circular es un área definida por un radio límite desde el centro y un arco, en este caso, 45° según la Sección 26.7.4. Si la proporción de parches abiertos dentro de cualquiera de los sectores definidos por los tres radios anteriores es inferior al 25% del área del sector, se considera que el sector cumple con los requisitos para la categoría de exposición B. Cuando la proporción de parches abiertos dentro de cualquier 45° sector dentro de cualquiera de los tres radios de 500 pies (152 m), 1500 pies (457 m), o el mayor de 2600 pies (790 m) o 20 veces la altura del edificio o estructura excede el 25% del área del sector pero no es superior al 50%, los valores de  $K_z$  se toman como el promedio de los valores de exposición B y C dentro de los 100 pies (31 m) de altura sobre el nivel del suelo. Por encima de 100 pies (31 m), se seguirán aplicando los valores de exposición B de  $K_z$ . Cuando la proporción de parches abiertos dentro de cualquiera de los sectores definidos por los tres radios del edificio o estructura supere el 50%, los valores de  $K_z$  se basarán en la Exposición C.

5. El procedimiento para la evaluación del efecto neto de parches abiertos de rugosidad superficial C o D sobre el uso de la categoría de exposición B se muestra gráficamente en las Figs. C26.7-3 y C26.7-4. Tenga en cuenta que la ubicación del plano de cualquier parche abierto puede tener un efecto diferente para las diferentes direcciones del viento.

Este procedimiento anterior es una simplificación derivada de un modelo de capa límite y, por lo tanto, se pueden lograr resultados más exactos para el perfil de velocidad mediante el uso directo de un modelo de capa límite aceptado que sea capaz de abordar los efectos de áreas abiertas dentro de un régimen definido por los parámetros de rugosidad superficial dados en la Tabla C26.7-2.

Las fotografías aéreas, representativas de cada tipo de exposición, se incluyen en las Figs. C26.7-5 a C26.7-7 para ayudar al usuario a establecer la exposición adecuada para un sitio determinado. Obviamente, la evaluación adecuada de la exposición es una cuestión de buen juicio de ingeniería. Este hecho es particularmente cierto a la luz de la posibilidad de que la exposición pueda cambiar en una o más direcciones del viento debido a una futura demolición y/o desarrollo.

## diagramas

## notas

1. Para cada dirección de viento seleccionada en la que las cargas de viento deben ser determinada, la exposición del edificio o estructura se determinará para los dos sectores contra el viento que se extienden  $45^\circ$  a cada lado de la dirección del viento seleccionada.
2. Considere parches abiertos de tamaños iguales o mayores que las áreas proporcionadas en la Figura C26.7-4 según la Sección de comentarios C26.7.
3. Determinar la proporción de parches abiertos en cualquier sector de 45 grados dentro de radios de 500 pies, 1500 pies o el mayor de 2600 pies o 20 veces la altura de la estructura.
4. Si la proporción de parche abierto dentro de cualquiera de los tres radios anteriores es inferior al 25 % del área del sector, se considera que el sector cumple los requisitos para la Exposición B. Cuando la proporción dentro de cualquiera de los tres radios anteriores supera el 25 % del área del sector pero no mayor al 50%, los valores de  $K_z$  se toman como el promedio de los valores de Exposición B y C dentro de los 100 pies de altura sobre el nivel del suelo. Por encima de los 100 pies, se seguirán aplicando los valores de Exposición B. Cuando la proporción de parches abiertos dentro de cualquiera de los tres radios de la estructura supere el 50 %, los valores de  $K_z$  se basarán en la Exposición C.
5. Aplicar los requisitos de exposición de la Sección 26.7.4 una vez determinadas las exposiciones direccionalas para cada sector. Consulte la sección de comentarios C26.7.4.

FIGURA C26.7-3 Exposición B con análisis del sector de parches abiertos contra el viento

**C26.7.4 Requisitos de exposición.** La Sección 26.5.1 de la norma requiere que una estructura esté diseñada para vientos de todas las direcciones. Aquí se describe un procedimiento racional para determinar las cargas direccionalas del viento. Carga de viento para edificios usando la Sección 27.3.1 y las Figs. 27.3-1, 27.3-2 o 27.3-3 se determinan para ocho direcciones de viento a intervalos de  $45^\circ$ , con cuatro caídas a lo largo de los ejes principales del edificio, como se muestra en la Fig. C26.7-8. Para cada una de las ocho direcciones, la exposición contra el viento se determina para cada uno de los dos sectores de  $45^\circ$ , uno a cada lado del eje de dirección del viento. El sector con la exposición que da las cargas más altas se usa para definir las cargas de viento para esa dirección. Por ejemplo, para vientos del norte se utiliza la exposición del Sector 1 u 8, el que dé mayor carga. Para viento del este se utiliza la exposición del Sector 2 ó 3, el que dé mayor carga. Para viento proveniente del noreste, se utiliza el más expuesto de los Sectores 1 o 2 para determinar las cargas x e y completas individualmente, y luego el 75% de estas cargas se aplicarán en cada dirección al mismo tiempo, de acuerdo con los requisitos de Sección 27.3.5 y Fig. 27.3-8.

El procedimiento definido en esta sección para determinar las cargas de viento en cada dirección de diseño no debe confundirse con la determinación del factor de direccionalidad del viento, Kd. el kd

FIGURA C26.7-4 Área mínima de parches abiertos individuales que afectan la calificación de la exposición B

El factor determinado de la Sección 26.6 y la Tabla 26.6-1 se aplica para todas las direcciones de viento de diseño. Consulte la Sección C26.6.

Las cargas C&C para todos los edificios y las cargas MWFRS para edificios de baja altura se determinan usando la exposición contra el viento para la rugosidad de la superficie única en uno de los ocho sectores de la Fig. C26.7-8 que da las cargas de viento más altas.

## C26.8 EFECTOS TOPOGRAFICOS

Esta sección especifica cuándo es necesario aplicar los efectos topográficos a una estructura en particular (Means et al. 1996). En un esfuerzo por excluir situaciones donde existe poco o ningún efecto topográfico, la Condición 2 reconoce el hecho de que la característica topográfica debe sobresalir significativamente por encima (por un factor de 2 o más) de las características del terreno contra el viento antes de que se convierta en un factor. Por ejemplo, si una característica importante del terreno contra el viento tiene una altura de 35 pies (10,7 m) por encima de su elevación base y tiene una elevación máxima de 100 pies (30,5 m) sobre el nivel medio del mar, entonces la característica topográfica (colina, cresta o escarpado) debe tener al menos la H especificada y extenderse a una elevación de 170 pies (52 m) sobre el nivel medio del mar [100 pies þ (2 × 35 pies)] o  $\frac{1}{2}31$  m þ (2 × 10 m) en SI dentro de los 2- mi (3,2 km) de radio especificado.

La condición 5 especifica una altura más baja, H, para la consideración de los efectos topográficos en las exposiciones C y D que para la exposición B (Means et al. 1996), y la observación del daño real por viento ha demostrado que la altura afectada, H, es menor en las exposiciones C y D.

Los edificios ubicados en la mitad superior de una colina aislada o escarpa pueden experimentar velocidades de viento significativamente más altas que los edificios ubicados en terreno llano. Se describe la característica topográfica (cresta o escarpa 2D, o colina simétrica 3D)

FIGURA C26.7-5(a) Exposición B: Área residencial suburbana con viviendas en su mayoría unifamiliares. Las estructuras de poca altura, de menos de 30 pies (9,1 m) de altura, en el centro de la fotografía tienen sitios designados como exposición B con categoría de rugosidad superficial B Terreno alrededor del sitio para una distancia mayor de 1500 pies (457 m) con cualquier viento Dirección

FIGURA C26.7-5(b) Exposición B: Área urbana con numerosas obstrucciones poco espaciadas que tienen el tamaño de viviendas unifamiliares o más grandes. Para todas las estructuras que se muestran, el terreno representativo de la categoría B de rugosidad superficial se extiende más de 20 veces la altura de la estructura o 792 m (2600 pies), lo que sea mayor, en la dirección contra el viento

por dos parámetros,  $H$  y  $Lh$ .  $H$  es la altura de la colina o la diferencia de elevación entre la cresta y la del terreno contra el viento.  $Lh$  es la distancia contra el viento de la cresta hasta donde la elevación del suelo es igual a la mitad de la altura de la colina.  $Kzt$  se determina a partir de tres multiplicadores,  $K1$ ,  $K2$  y  $K3$ , que se obtienen de

Figura 26.8-1.  $K1$  está relacionado con la forma de la característica topográfica; la aceleración máxima cerca de la cresta,  $K2$ , explica la reducción de la aceleración con la distancia a barlovento oa favor del viento de la cresta; y  $K3$  explica la reducción de la aceleración con la altura sobre la superficie del suelo local.

FIGURA C26.7-5(c) Exposición B: las estructuras en primer plano están ubicadas en la exposición B. Estructuras en la parte superior central de la fotografía adyacente al claro a la izquierda, que es mayor que aproximadamente 656 pies (200 m) en Longitud, se ubican en la exposición C cuando el viento viene de la izquierda sobre el claro. (Ver Figura C26.7-4)

FIGURA C26.7-6(a) Exposición C: Pastizales planos y abiertos con obstrucciones dispersas que tienen alturas generalmente inferiores a 30 pies (9,1 m)

Los multiplicadores enumerados en la figura 26.8-1 se basan en la suposición de que el viento se acerca a la colina en la dirección de la pendiente máxima, lo que provoca la mayor aceleración cerca de la cima. La pendiente máxima promedio contra el viento de la colina es de aproximadamente 0,5.

$H_{vL}$ , y las mediciones han demostrado que es poco probable que las colinas con pendientes inferiores a aproximadamente 0,10 ( $H_{vL} < 0,20$ ) produzcan una aceleración significativa del viento. Para valores de  $H_{vL} > 0,5$ , se supone que el efecto de aceleración es independiente de la pendiente. los

FIGURA C26.7-6(b) Exposición C: Terreno abierto con obstrucciones dispersas que tienen alturas generalmente menores a 30 pies (9,1 m). Para la mayoría de las direcciones del viento, todas las estructuras de un piso con una altura media del techo inferior a 9,1 m (30 pies) en la fotografía son inferiores a 457 m (1500 pies) o 10 veces la altura de la estructura, lo que sea mayor, desde un Campo abierto que impide el uso de la exposición B

FIGURA C26.7-7 Exposición D: un edificio en la costa (excluyendo las costas en regiones propensas a huracanes) con viento que fluye sobre aguas abiertas a una distancia de al menos una milla. Las costas en Exposición D incluyen vías navegables interiores, los Grandes Lagos y las áreas costeras de California, Oregón, Washington y Alaska

la aceleración afecta principalmente a la velocidad media del viento más que a la amplitud de las fluctuaciones turbulentas, y este hecho se ha tenido en cuenta en los valores de K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub> y K<sub>3</sub> que se dan en la figura 26.8-1.

Por lo tanto, los valores de K<sub>zt</sub> obtenidos de la figura 26.8-1 están destinados a

para uso con coeficientes de exposición de presión de velocidad, K<sub>h</sub> y K<sub>z</sub>, que se basan en la velocidad de las ráfagas.

No es la intención de la Sección 26.8 abordar el caso general de flujo de viento sobre terreno montañoso o complejo para el cual la ingeniería

se proporciona una versión de la Tabla 26.9-1 que incluye valores de densidad del aire en la Tabla C26.9-1.

$Ke = 1,0$  está permitido en todos los casos. Si bien esto es algo no conservador para elevaciones por debajo del nivel del mar, el comité cree que es razonable permitir esto ya que el efecto es muy pequeño para todas las áreas bajo el nivel del mar en los EE. UU. (0 a  $\dot{y}300$  pies en Death Valley, un aumento máximo del 1 por ciento en la densidad del aire), y es probable que se reduzca aún más debido a un promedio más alto temperaturas

#### C26.10 PRESIÓN DE VELOCIDAD

C26.10.1 Coeficiente de exposición de presión de velocidad. La velocidad El coeficiente de exposición a la presión  $K_z$  se puede obtener usando el ecuaciones:

$$K_z = 2.01(z \text{ zg})^{2\dot{y}} \quad \text{para } 15 \text{ pies } \dot{y} z \dot{y} zg \quad (\text{C26.10-1})$$

$$K_z = 2.01(z \text{ zg})^{2\dot{y}} \quad \text{para } 4,6 \text{ m } \dot{y} z \dot{y} zg \quad (\text{C26.10-1.si})$$

$$K_z = 2.01(15 \text{ zg})^{2\dot{y}} \quad \text{para } z \dot{y} 15 \text{ pies} \quad (\text{C26.10-2})$$

$$K_z = 2.01(20 \text{ Zg})^{2\dot{y}} \quad \text{para } z \dot{y} 4,6 \text{ m} \quad (\text{C26.10-2.si})$$

en la que los valores de  $\dot{y}$  y  $zg$  se dan en la tabla 26.11-1. Estas Las ecuaciones ahora se dan en la Tabla 26.10-1 para ayudar al usuario.

Los valores de  $\dot{y}$  dados en la Tabla 26.11-1 definen perfiles de ráfagas. Los perfiles medios implicados por estos valores  $\dot{y}$  se basan en 4,5, 7,0, y 10 para las exposiciones B, C y D, respectivamente. Estos han sido en uso para la velocidad media subyacente proporcionada para  $K_z$  ya que 1982. Los valores de  $\dot{y}$  en la Tabla 26.11-1 basados en 4,0, 6,5 y 9,0 se utilizan sólo para calcular el factor de ráfaga,  $G_f$ , para flexible estructuras en la Sección 26.11.5.

Se implementaron cambios en ASCE 7-98, incluido el truncamiento de los valores  $K_z$  para las exposiciones A y B por debajo de las alturas de 100 pies (30,5 m) y 30 pies (9,1 m), respectivamente, aplicable a Componentes y Revestimiento (C&C) y el Procedimiento de Envoltive. La exposición A fue eliminada en la edición de 2002.

En el estándar ASCE 7-05, las expresiones  $K_z$  no cambiaron desde ASCE 7-98. Sin embargo, la posibilidad de interpolar entre las exposiciones estándar utilizando un método racional se agregó en la edición ASCE 7-05. Un método racional es proporcionado en el siguiente texto.

Con una aproximación razonable, el exponente empírico  $\dot{y}$  y altura de gradiente  $zg$  en las expresiones precedentes [Ecs. (C26.10-1) y (C26.10-2)] para el coeficiente de exposición  $K_z$  puede estar relacionado con el longitud de rugosidad  $z_0$  (donde  $z_0$  se define en la Sección C26.7) por la relaciones

$$\dot{y} = c_1 z_0^{0.133} \quad (\text{C26.10-3})$$

y

$$zg = c_2 z_0^{0.125} \quad (\text{C26.10-4})$$

donde

$c_1 = 5.65$  y  $c_2 = 450$ , cuando las unidades de  $z_0$  y  $zg$  son m, y  
 $c_1 = 6,62$  y  $c_2 = 1273$ , cuando las unidades de  $z_0$  y  $zg$  son pies.

Las relaciones anteriores se basan en la coincidencia de la ESDU modelo de capa límite (ESDU 1982, 1993) empíricamente con el relación de ley de potencia en las Ecs. (C26.10-1) y (C26.10-2), la

FIGURA C26.7-8 Determinación de cargas de viento de diferentes Direcciones

puede ser necesario el juicio, el asesoramiento de expertos o el procedimiento de túnel de viento como se describe en el Capítulo 31 . material de referencia sobre efectos de aceleración topográfica se pueden encontrar en la literatura (Jackson y Hunt 1975; Lemelin et al. 1988; Walmsley et al. 1986).

Se advierte al diseñador que, en la actualidad, la norma contiene no hay provisión para la aceleración del viento vertical debido a una topografía efecto, aunque se sabe que este fenómeno existe y puede causar levantamiento adicional en los techos. Se requiere investigación adicional para cuantificar este efecto antes de que pueda incorporarse a la norma.

#### C26.9 FACTOR DE ELEVACIÓN DEL TERRENO

La relación entre la presión del aire y la densidad en la elevación  $z$  relativa a la valores estándar en  $z = 0$ , con temperatura constante, viene dado por la fórmula barométrica

$$pz = p_0 = \dot{y}z = e^{\dot{y}z}RT$$

donde

$g$  = aceleración de la gravedad = 32,174 ft/s<sup>2</sup> (9,807 m/s<sup>2</sup>),  
 $R$  = constante de gas del aire = 1718 lb·ft/slug/R (287 Nm/kg/K),  
 $y$   
 $T$  = temperatura absoluta = 518°R (288K).

Con estos valores y la elevación  $z$  = elevación del suelo sobre nivel del mar, la relación se determina a partir de las fórmulas dadas en Tabla 26.9-1 donde  $Ke = \dot{y}z$ . Como referencia, una más completa

Tabla C26.9-1. Factor de elevación del terreno, incluida la densidad del aire

Elevación del terreno, $zg$	Densidad del aire, $\dot{y}$	Relación, $Ke$
pie	metro	slug/ft <sup>3</sup>
		kg/m <sup>3</sup>
10 000	305	0,000247
0 1000 2	0 305	0,000238
000 3	610	0,000229
000 4 000	914	0,000221
5 000 6	1,219	0,000213
000 7 000	1,524	0,000206
8 000 9	1,829	0,000198
000 10	2,134	0,000191
000	2,438	0,000185
	2,743	0,000178
	3,048	0,000172
		0,000166
		0,852
		0,70

Se aplica el modelo ESDU a 35° de latitud con un gradiente de viento de 168 mi/h (75 m/s). Si se ha determinado  $z_0$  para un alcance contra el viento en particular, las Eqs. (C26.10-1) a (C26.10-4) se pueden utilizar para evaluar  $K_z$ . La correspondencia entre  $z_0$  y los parámetros  $\bar{y}$  y  $z_g$  implícita en estas relaciones no se alinea exactamente con lo descrito en el comentario de ASCE 7-95 y 7-98.

Sin embargo, las diferencias son relativamente pequeñas y no tienen consecuencias prácticas. El modelo de capa límite ESDU también se ha utilizado para derivar el siguiente método simplificado (Irwin 2006) para evaluar  $K_z$  luego de una transición de una rugosidad superficial a otra. Para estimaciones más precisas, se remite al lector al modelo ESDU original (Harris y Deaves 1981; ESDU 1990, 1993).

En terreno uniforme, el viento viaja una distancia suficiente sobre el terreno para que la capa límite planetaria alcance un estado de equilibrio. Los valores del coeficiente de exposición en la Tabla 26.11-1 están destinados a esta condición. Suponga que el sitio está a una distancia  $x$  millas a favor del viento de un cambio en el terreno. El valor de equilibrio del coeficiente de exposición a la altura  $z$  para la rugosidad del terreno a favor del viento del cambio se denotará por  $K_{zd}$ , y el valor de equilibrio para la rugosidad del terreno a favor del viento del cambio se denotará por  $K_{zu}$ . El efecto del cambio en la rugosidad del terreno sobre el coeficiente de exposición en el sitio se puede representar ajustando  $K_{zd}$  por un incremento  $\bar{y}K$ , llegando así a un valor corregido  $K_z$  para el sitio:

$$K_z = K_{zd} + \bar{y}K \quad (\text{C26.10-5})$$

En esta expresión,  $\bar{y}K$  se calcula usando

$$\bar{y}K = (K_{33;u} \bar{y} K_{33;d}) \frac{F_{\bar{y}K}(x)}{K_{33;d}}$$

$$\bar{y}K_j \bar{y} K_{zu} \bar{y} K_{zdj} \text{ donde} \quad (\text{C26.10-6})$$

$K_{33;d}$  y  $K_{33;u}$  son, respectivamente, los valores de equilibrio a favor y en contra del viento del coeficiente de exposición a 33 pies (10 m) de altura, y la función  $F_{\bar{y}K}(x)$  viene dada por

$$F_{\bar{y}K}(x) = \frac{\log_{10}\left(\frac{x}{x_0}\right)}{\log_{10}\left(\frac{x_1}{x_0}\right)} \quad (\text{C26.10-7})$$

Para  $x_0 < x < x_1$ :

$$F_{\bar{y}K}(x) = 1 \text{ para } x < x_0$$

$$F_{\bar{y}K}(x) = 0 \text{ para } x > x_1$$

En las relaciones anteriores,

$$x_0 = c_3 \times 10^{\bar{y}(K_{33;d} - K_{33;u})} 2^{\bar{y}2.3} \quad (\text{C26.10-8})$$

La constante  $c_3 = 0,621$  mi (1,0 km). La longitud  $x_1 = 6,21$  mi (10 km) para  $K_{33;d} < K_{33;u}$  (viento que va desde un terreno más suave a barlovento a un terreno más accidentado a favor del viento) o  $x_1 = 62,1$  mi (100 km) para  $K_{33;d} > K_{33;u}$  (viento que va desde terrenos más accidentados en cercanía hasta terrenos más suaves en popa).

La descripción anterior es en términos de un solo cambio de rugosidad. El método se puede extender a múltiples cambios de rugosidad. La extensión del método se describe mejor con un ejemplo. La Fig. C26.10-1 muestra el viento con un perfil inicial característico de la Exposición D que se encuentra con una extensión de rugosidad B, seguida de una extensión adicional de rugosidad D y luego algo más de rugosidad B nuevamente antes de llegar al sitio de construcción. Esta situación es representativa del viento del mar que fluye sobre una franja exterior de tierra, luego una vía fluvial costera y luego algunas irregularidades suburbanas antes de llegar al sitio de construcción. El método anterior para un solo cambio de rugosidad se usa primero para

FIGURA C26.10-1 Múltiples cambios de rugosidad debido a vías navegables costeras

calcule el perfil de  $K_z$  en la estación 1 en la figura C26.10-1. Llame a este perfil  $K(1)$ . El valor de  $\bar{y}K$  para la transición entre las estaciones 1 y 2 se determina entonces usando el valor de equilibrio de  $K_{33;u}$  para la rugosidad inmediatamente barlovento de la estación 1, es decir, como si la rugosidad barlovento de la estación 1 se extendiera hasta el infinito. Este valor de  $\bar{y}K$  se suma luego al valor de equilibrio  $K(2)$  del coeficiente de exposición de la rugosidad entre las estaciones 1 y 2 para obtener el perfil de  $K_z$  en la estación 2, que llamaremos  $K(2)$ . Tenga en cuenta, sin embargo, que el valor de  $K(2)$  de esta manera no puede ser de  $K(2)$  cualquier transición. La ~~rugosidad~~ ~~que~~ ~~se~~ ~~sigue~~ ~~el~~ es el proceso para el entre las estaciones 2 y 3. Por lo tanto,  $\bar{y}K$  para la transición de la estación 2 a la estación 3 se calcula usando el valor de  $K_{33;u}$  para el perfil de equilibrio de la rugosidad inmediatamente barlovento de la Estación 2, y el valor de  $K_{33;d}$  para el perfil de equilibrio de la rugosidad barlovento de la Estación 2. Este valor de  $\bar{y}K$  se suma luego a  $K(2)$  para obtener la limitación del perfil  $K(3)$  que el valor de  $K(3)$  no puede ser el

Ejemplo 1: Cambio de rugosidad simple. Suponga que el edificio tiene 66 pies de altura y sus alrededores locales son suburbanos con una longitud de rugosidad  $z_0 = 1$  pie. Sin embargo, el sitio está a 0,37 millas a favor del viento del borde de los suburbios, más allá del cual el terreno abierto es característico de campo abierto con  $z_0 = 0,066$  pies. De las ecuaciones. (C26.10-1), (C26.10-3) y (C26.10-4), para terreno abierto,

$$\bar{y} = c_1 z \bar{y} 0,133 = 6,62 \times 0,066 \bar{y} 0,133 = 9,5$$

$$z_g = c_2 z 0,0125 = 1,273 \times 0,066 0,125 = 906 \text{ pies}$$

Por lo tanto, aplicando la Ec. (C26.10-1) a 66 pies (20 m) y 33 pies (10 m) de altura,

$$\begin{aligned} 2\bar{y}9.5 &= 1.16 \\ K_{zu} &= 2.01(66 906) \end{aligned}$$

y

$$\begin{aligned} 2\bar{y}9.5 &= 1.00 \\ K_{33;u} &= 2.01(33 906) \end{aligned}$$

Del mismo modo, para el terreno suburbano,

$$\bar{y} = c_1 z \bar{y} 0,133 = 6,62 \times 1,0 \bar{y} 0,133 = 6,62$$

$$z_g = c_2 z 0,0125 = 1,273 \times 1,00 0,125 = 1,273 \text{ pies}$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} 2\bar{y}6,62 &= 0,82 \\ K_{zd} &= 2.01(66 1,273) \end{aligned}$$

y

$$\begin{aligned} 2\bar{y}6,62 &= 0,67 \\ K_{33;d} &= 2.01(33 1,273) \end{aligned}$$

De la ecuación. (C26.10-8),

$$\begin{aligned} x_0 &= c_3 \times 10^y(K_{33};d)K_{33};u 2^y 2.3 = 0,621 \\ &\times 10^y(0.62 \pm 1.0)2^y 2.3 = 0.00241 \text{ mi} \end{aligned}$$

De la ecuación. (C26.10-7),

$$F_y K(x) = 0,36 \frac{\log_{10}(6,21 \pm 0,36)}{\log_{10}(6,21 \pm 0,00241)}$$

Por lo tanto, de la Ec. (C26.10-6),

$$0,82 \\ yK = (1,00 \pm 0,67) 0,36 = 0,15 \pm 0,67$$

Tenga en cuenta que debido a que  $yjK_j$  es 0,15, que es menor que el valor 0,38 de  $yjK_{33};u \pm K_{33};d$ , se retiene 0,15. Finalmente, de la Ec. (C26.10-5), el valor de  $K_z$  es

$$K_z = K_{zd} \pm yK = 0,82 \pm 0,15 = 0,97$$

Dado que el valor 0,97 de  $K_z$  se encuentra entre los valores 0,88 y 1,16, que se derivarían de la Tabla 26.11-1 para las exposiciones B y C, respectivamente, es una interpolación aceptable. Si cae por debajo del valor de Exposición B, entonces se utilizará el valor de Exposición B de  $K_z$ . El valor  $K_z = 0,97$  puede compararse con el valor 1,16 que requeriría el simple requisito de longitud de alcance de 2600 pies de la Sección 26.7.3.

El caso más común de un solo cambio de rugosidad donde se necesita un valor interpolado de  $K_z$  es para la transición de Exposición C a Exposición B, como en el ejemplo recién descrito. Para esta transición particular, usando los valores típicos de  $z_0$  de 0,066 ft y 1,0 ft, las fórmulas anteriores se pueden simplificar a

$$\begin{aligned} K_z &= K_{zd}(1 \pm 0,146 \log_{10}(6,21 \times)) \\ K_{zB} \pm K_z \pm K_{zC} & \quad (C26.10-9) \end{aligned}$$

donde  $x$  está en millas y  $K_{zd}$  se calcula usando  $y = 6,62$ .

$K_{zB}$  y  $K_{zC}$  son los coeficientes de exposición en las exposiciones estándar B y C, respectivamente. La Fig. C26.10-2 ilustra la transición de la rugosidad del terreno C a la rugosidad del terreno B a partir de esta expresión. Tenga en cuenta que es aceptable usar el  $z_0$  típico en lugar del límite inferior para la exposición B al derivar este

Tabla C26.10-1 Coeficientes de exposición tabulados

Transición del mar a Estación 1	$K_{33};u \ K_{33};d \ K_{50};d \ F_y K \ yK_{50} \ K(1)$ 1,215 0,667 0,758 0,220 0,137 0,895
Transición de la Estación 1 a estación 2	$K_{33};u \ K_{33};d \ K_{50};d \ F_y K \ yK_{50} \ K(2)$ 0,667 1,215 1,301 0,324 $\pm 0,190 \ 1,111$
Transición de la Estación 2 a Estación 3	$K_{33};u \ K_{33};d \ K_{50};d \ F_y K \ yK_{50} \ K(3)$ 1,215 0,667 0,758 0,498 0,310 1,067

Nota: Los valores de equilibrio de los coeficientes de exposición,  $K_{33};u$ ,  $K_{33};d$  y  $K_{50};d$  (valor a favor del viento de  $K_z$  a 50 pies), se calcularon a partir de la ecuación. (C26.10-1) usando los valores de  $y$  y  $z_0$  obtenidos de las Ecs. (C26.10-3) y (C26.10-4) con los valores de rugosidad dados. Entonces  $F_y K$  se calcula usando las Ecs. (C26.10-7) y (C26.10-8), y luego el valor de  $yK$  a 50 pies de altura,  $yK_{50}$ , se calcula a partir de la ecuación. (C26.10-6). Finalmente, el coeficiente de exposición a 50 pies,  $yK_i$  se obtiene de la Eq. (C26.10-5).

porque la tasa de transición de los perfiles de viento depende de la rugosidad promedio en distancias significativas, no de las anomalías de rugosidad locales. Los efectos potenciales de las anomalías de rugosidad local, como estacionamientos y campos de juego, se cubren utilizando el valor estándar de exposición B del coeficiente de exposición,  $K_{zB}$ , como límite inferior del valor calculado de  $K_z$ .

Ejemplo 2: Cambio de rugosidad múltiple. Supongamos que tenemos una situación de vía fluvial costera, como se ilustra en la figura C26.10-1, donde el viento proviene de mar abierto con rugosidad tipo D, para lo cual suponemos  $z_0 = 0,01$  pies y pasa sobre una franja de tierra de 1 milla de ancho, que está cubierto de edificios que producen una rugosidad tipo B típica, es decir,  $z_0 = 1$  pie. Luego pasa sobre una franja de 2 millas de ancho de vía fluvial costera donde la rugosidad se caracteriza nuevamente por el valor de agua abierta  $z_0 = 0,01$  pies. Luego viaja sobre 0,1 millas de rugosidad tipo B ( $z_0 = 1$  pie) antes de llegar al sitio, Estación 3 en la Fig. C26.10-1, donde se requiere el coeficiente de exposición a la altura de 50 pies. El coeficiente de exposición en la Estación 3 a una altura de 50 pies se calcula como se muestra en la Tabla C26.10-1.

El valor del coeficiente de exposición a 50 pies en la Estación 3 se ve en la tabla como 1,067. Está por encima de la Exposición B, que sería 0,81, pero muy por debajo de la Exposición D, que sería 1,27, y similar a la de la Exposición C, que sería 1,09.

C26.10.2 Presión de Velocidad. La velocidad básica del viento se convierte en presión de velocidad  $q_z$  en  $\text{lb}\text{ft}^{-2}$  ( $\text{N}\text{m}^{-2}$ ) a la altura  $z$  mediante el uso de la ecuación. (26.10-1).

La constante en esta ecuación refleja la densidad de masa del aire para la atmósfera estándar, es decir, una temperatura de 59 °F (15 °C) y una presión a nivel del mar de 29,92 pulgadas de mercurio (101,325 kPa), igual a 0,0765  $\text{lbm}\text{ft}^{-3}$  o 0,002378 slug/ $\text{ft}^3$  o 0,002378 lb- $\text{s}^2\text{ft}^4$  (1,225 kg/ $\text{m}^3$ ), y dimensiones asociadas con la velocidad del viento en  $\text{mi}\text{h}$  ( $\text{m/s}$ ). La constante se obtiene de la siguiente manera: Presión dinámica a partir de la ley de Bernoulli:

$$p = \frac{1}{2} \rho V^2$$

con  $V$  en  $\text{mi}\text{h}$ :

$$\begin{aligned} p &= \frac{1}{2} (0,002378 \text{ lb s}^2\text{ft}^4) \frac{1}{2} V \text{ mi}\text{h} (88 \text{ ft}\text{s} \pm 60 \text{ mi}\text{h})^2 \\ &= 0,00256 V^2 \text{ lb}\text{ft}^{-2} \end{aligned}$$

con  $V$  en  $\text{m/s}$ :

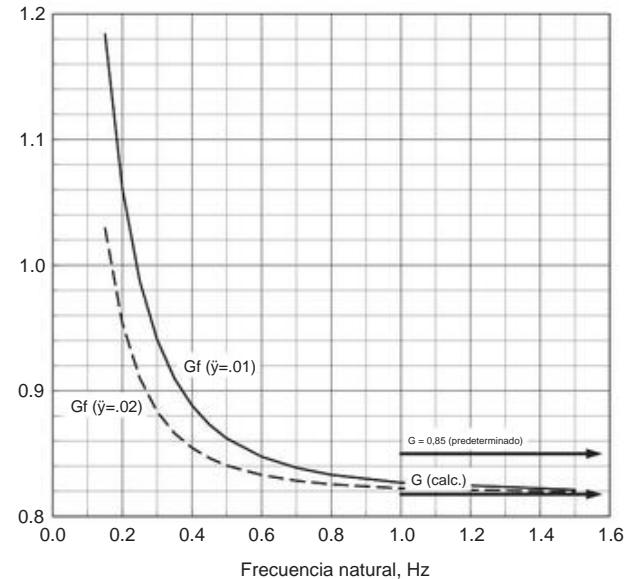
$$\begin{aligned} p &= \frac{1}{2} (1,225 \text{ kg}\text{m}^{-3})(1 \text{ N}\text{m}^{-2}) (V \text{ m/s})^2 \\ &= 0,613 V^2 \text{ N}\text{m}^{-2} \quad (\text{si}) \end{aligned}$$

Los valores de densidad del aire que no sean los valores de atmósfera estándar anteriores pueden ajustarse usando el factor  $K_e$  como se describe en la Sección C26.9.

FIGURA C26.10-2 Transición de la rugosidad del terreno C a la rugosidad del terreno B, Eq. (26.10-9)

Tabla C26.11-1. Factor de efecto de ráfaga, ejemplo

Ejemplo de cálculo: factores de efecto de ráfaga			Ejemplo de cálculo: factores de efecto de ráfaga (continuación)		
Artículo	Valor	Fuente	Artículo	Valor	Fuente
FACTOR POR DEFECTO PARA EDIFICIO RÍGIDO (Requiere $n_1 \geq 1$ )			$\gamma_h$ Parámetro de caída vertical $\gamma_B$	4.002	26.9.5y4.6n1h $\gamma_Vz$
Factor de efecto de ráfaga G	0.85	26.9.1	Parámetro de caída con viento cruzado $\gamma_L$	0.667	26.9.5y4.6n1B $\gamma_Vz$
FACTOR ALTERNO CALCULADO PARA EDIFICIO RÍGIDO			Parámetro de caída con viento a lo largo	2.233	26.9.5y15.4n1L $\gamma_Vz$
(requiere $n_1 \geq 1$ )			Rh Factor de resonancia para h	0.219	(26.9-15a)
h Altura media del techo	600 pies (183 metros)	especificaciones de usuario	RB Factor de resonancia para B	0.671	(26.9-15a)
B Anchura normal al viento	100 pies (30 m)	especificaciones de usuario	RL Factor de resonancia para L	0.349	(26.9-15a)
D Profundidad paralela al viento z	100 pies (30 m)	especificaciones de usuario	R2 Respuesta resonante (al cuadrado) gR	1.313	(26.9-12)
Altura efectiva de la estructura	360 pies (110 metros)	0.6h (26.9.4)	Factor de pico resonante	3.787	(26.9-11)
Categoría de exposición	B		Factor de efecto Gf Gust	1.173	(26.9-10)
c Intensidad de turbulencia a 10 m 0,3 Iz Intensidad de turbulencia a ef. altura 0,201 I Escala de longitud de turbulencia a 10 m 320 pies (98 m) $\gamma$ Exponente de la ley de potencia de turbulencia		Tabla 26.9-1	Relaciones de factor de efecto de ráfaga, por ejemplo, construcción en extenso rango de frecuencia:		
perfil de escala de longitud	1/3	Tabla 26.9-1			
Lz Escala de longitud de turbulencia en ef. altura	710 pies (216 metros)	(26.9-9)			
Q2 Respuesta de fondo (cuadrado) 0,616 gQ		(26.9-8)			
Factor de pico de carga de fondo 3,4 gv Factor pico de velocidad 3,4 G Factor de efecto dráfaga calculado 0,818		26.9.4 26.9.4 (26.9-6)			
CÁLCULOS ADICIONALES BARRA					
EDIFICIOS FLEXIBLES (todos $n_1$ )					
V Velocidad básica del viento 115 mph					
(51 m/s)					
n1 Frecuencia natural fundamental en la dirección del viento	0,2 hercios	Análisis o racional aproximación			
$\gamma$ Relación de amortiguamiento $\gamma$ Exponente de la ley de potencia del viento medio perfil de velocidad	0,01 0,25	asignación racional			
b Factor de ráfaga 1/F a 10 m 0,45 Vz Velocidad media del viento a altura		Tabla 26.9-1			
138 pies/s (42,1 m/s)		26.9-16			
N1 Frecuencia natural reducida 1,029 Rn Factor de respuesta de resonancia para n 0,129		26.9-14 26.9-13			



## C26.11 EFECTOS DE RÁFAGAS

Esta norma especifica un único efecto conservador de ráfagas factor de 0,85 para edificios rígidos. Como opción, el diseñador puede incorporar características específicas del entorno eólico y tamaño del edificio para calcular con mayor precisión una alternativa pero más factor de efecto de ráfaga preciso que explica la descorrelación de ráfagas de viento sobre el tamaño de la estructura. Uno de estos procedimientos se encuentra en el cuerpo de la norma (Solari y Kareem 1998). Ninguno de estos factores explica la amplificación dinámica causada por la vibración de la estructura, pero son considerado aceptable para estructuras rígidas como se define en el estándar. El factor de ráfaga alternativo calculado es 5–10% más bajo que el valor de 0,85 permitido en la norma sin cálculo.

Se proporciona un tercer factor de efecto de ráfaga,  $G_f$ , para edificios flexibles y estructuras que no cumplen los requisitos de las estructuras rígidas de que la frecuencia natural fundamental,  $n_1$ , es mayor que o igual a 1 Hz. Este factor también explica el tamaño del edificio y tamaño de ráfaga de la misma manera que el factor alternativo calculado para edificios rígidos, pero también explica la amplificación dinámica causada por la velocidad del viento de diseño, la fuerza natural fundamental frecuencia de vibración y la relación de amortiguamiento.

Ejemplo: Cálculo de los factores de efecto de ráfaga para un sujeto edificio se demuestra en la Tabla C26.11-1. La relación dependiente de la frecuencia entre todos los factores se ilustra en la gráfico al final de esta tabla. El factor flexible,  $G_f$ , se puede utilizar para todos los casos pero se requiere cuando  $n_1 < 1$ . Este factor gradualmente se approxima al factor alternativo calculado para casos rígidos,  $G$ , como la frecuencia natural excede 1, especialmente para niveles más altos de amortiguamiento, pero siempre excede a  $G$ . La diferencia se considera despreciable para  $n_1$  mayor que 1, por lo que  $G_f$ , que es considerablemente más simple de calcular, se ofrece como una alternativa aceptable. Los El valor predeterminado de  $G = 0,85$ , que no requiere cálculo, es se ofrece como una alternativa aún más conveniente cuando  $n_1 > 1$ , si el mayor conservadurismo es aceptable para el diseñador. En Además, el valor predeterminado da como resultado un gran cambio abrupto en el valor del efecto de ráfaga para casos que tienen una frecuencia natural cercana a 1, lo que puede ser difícil de reconciliar para un diseñador. A diseñador es libre de utilizar cualquier otro procedimiento racional en el literatura aprobada, como se indica en la Sección 26.11.5.

Los factores de efecto de ráfaga explican los efectos de carga en la dirección longitudinal del viento causados por la interacción entre la estructura y la turbulencia del viento. No incluyen tolerancias para los efectos de la carga con el viento de costado, desprendimiento de vórtices, inestabilidad causada por galope o aleteo, o amplificación de la torsión aerodinámica causada por la construcción

vibración en un modo torsional puro. Para estructuras susceptibles a efectos de carga que no se tienen en cuenta en el factor de efecto de ráfaga, la información debe obtenerse de literatura reconocida (Kareem 1992, 1985; Gurley y Kareem 1993; Solari 1993a, b; Zhou et al. 2002; Chen y Kareem 2004; Bernardini et al. 2013a) o de pruebas de túnel de viento.

Respuesta a lo largo del viento. La respuesta máxima de desplazamiento a lo largo del viento se puede aproximar mediante un análisis estático de la estructura bajo la acción de cargas multiplicadas por la adecuada factor de efecto de ráfaga, tal como se define en la norma. Tales desplazamientos se basan en la curva elástica estática de la estructura y son razonablemente precisa cuando la respuesta resonante es pequeña en comparación con las respuestas media y de fondo, para alta flexibilidad estructuras, donde la respuesta está dominada por la resonancia, más valores precisos, incluida la variación con la altura y la dinámica respuestas tales como la aceleración, se pueden calcular como se describe en las siguientes secciones. Estos componentes de respuesta son necesarios para estados límite de resistencia y servicio.

El desplazamiento máximo a lo largo del viento en función de la altura sobre la superficie del suelo viene dada por

$$X_{\max}(z) = \frac{\hat{y}(z)\hat{y}BhC_f xV^2}{2m_1(2\hat{y}n_1)} z \quad (C26.11-1)$$

donde

$\hat{y}(z)$  = forma del modelo fundamental,  $\hat{y}(z) = (\hat{y}\hat{y})$ ;

$\hat{y}$  = exponente de ley de potencia de forma modal;

$\hat{y}$  = densidad del aire;

$C_f$  = coeficiente medio de fuerza a lo largo del viento;

$m_1$  masa modal =  $\hat{y} \hat{y}(z)\hat{y}^2(z)dz$ ;

$n_1$  = frecuencia natural fundamental;

$\hat{y}(z)$  = masa por unidad de altura:  $K = (1.65)\hat{y}^*\hat{y}(\hat{y}^*\hat{y}^*\hat{y}^*\hat{y}^*)$ ; y

$V^*$  = Velocidad de ráfaga de 3 s a la altura z.

$$V_z = b^*(\hat{y}^*33)\hat{y}^* V(88.60)$$

donde V es la velocidad de ráfaga de 3 s en Exposición C ( $m_iyh$ ) en la altura de referencia (obtenida de las Figs. 26.5-1 y 26.5-2);  $b^*$  y  $\hat{y}^*$  se dan en la Tabla 26.11-1.

La raíz cuadrática media (rms) a lo largo de la aceleración del viento  $\hat{y}''(z)$  como función de la altura sobre la superficie del suelo está dada por

$$\hat{y}''(z) = \frac{0.85\hat{y}(z)\hat{y}BhC_f xV^2}{m_1} z \quad (C26.11-2)$$

donde  $V_z$  es la velocidad horaria media del viento a la altura z, ft/s.

$$V_z = b^*(\frac{z}{33})\hat{y}^* V(88.60) \quad (C26.11-3)$$

donde  $b^*$  y  $\hat{y}^*$  se definen en la Tabla 26.11-1.

La aceleración máxima a lo largo del viento en función de la altura sobre la superficie del suelo está dada por

$$X''_{\max}(z) = g_x''\hat{y}''(z) \quad (C26.11-4)$$

$$g_x'' = \frac{0.5772}{2 \ln(n_1 T) p} \hat{p} \quad (C26.11-5)$$

donde T = período de tiempo durante el cual la aceleración mínima es computado, generalmente tomado como 3600 s para representar 1 h.

Ejemplos de cálculos del desplazamiento máximo a lo largo del viento, La aceleración rms a lo largo del viento y la aceleración máxima a lo largo del viento se dan en la Tabla C26.11-2.

Frecuencia fundamental aproximada. Para estimar la respuesta dinámica de estructuras, es esencial el conocimiento de la frecuencia fundamental (frecuencia natural más baja) de la estructura. Esta valor también ayudaría a determinar si la dinámica

Tabla C26.11-2. Cálculo de ejemplo

Ejemplo de cálculo: respuesta a lo largo del viento  
Consulte la Tabla C26.9-1 para elementos adicionales que no se muestran

Artículo	Valor	Fuente
V Velocidad básica del viento	115 mph	Figura 26.5-1A
$\hat{y}$ Densidad del aire	0.0024 slug/ $\text{ft}^3$	Elevación del sitio cerca del nivel del mar
C <sub>p</sub> w Coeficiente de presión externa, pared de barlovento	0.8	Figura 27.4-1
C <sub>p</sub> w Coeficiente de presión externa, pared de sotavento	$\hat{y}0.8$	Figura 27.4-1
C <sub>f</sub> x Coeficiente de fuerza del viento a lo largo 1.3		
$\hat{y}$ Ley de potencia de la forma del modo exponente	1	Análisis de estructura
$\hat{y}$ Ley de potencia de la velocidad máxima exponente	1/7	Tabla 26.9-1
b <sup>*</sup> Parámetro de perfil de velocidad	0.84	Tabla 26.9-1
V <sup>*</sup> Velocidad de ráfaga de media a la altura z	199 pies/ $s$	(C26.9-1a)
Densidad de construcción	0.501	
	12 lbm/ $\text{ft}^3$ ,	Diseño de construcción
	0.3727 slug/ $\text{ft}^3$	
$\hat{y}$ Masa del edificio por unidad de altura 3727 slug/ $\text{ft}$		
m <sub>1</sub> Masa modal 745.400 slug		
<b>DEPLAZAMIENTO MÁXIMO A LO LARGO DEL VIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL EDIFICIO</b>		
$\hat{y}(h)$ Forma modal en z=h 1.0		
X <sub>max(h)</sub> 1.86 ft RMS ACCELERACIÓN A LO LARGO DEL VIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL EDIFICIO		(C26.9-1)
V Velocidad básica del viento, resonancia magnética de 10 años 76 mph Figura CC-1		
V <sub>z</sub> Velocidad media en la altura z (C26.9-3) 91.2 pies/ $s$		
R Factor de respuesta resonante (26.9-12) 0.755		
$\hat{y}x''(h)$ 0.135 ft $\text{s}^2$		(C26.9-2)
<b>ACCELERACIÓN MÁXIMA CON VIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DEL EDIFICIO</b>		
T Periodo de tiempo para máximo 3600 s Tradicional		
g <sub>x''</sub> Factor de pico (C26.9-5) 3.79		
X'' <sub>max(h)</sub> 0.512 pies/ $\text{s}^2$		(C26.9-4)

las estimaciones de respuesta son necesarias. La mayoría de los códigos de computadora utilizados en el análisis de estructuras proporcionaría estimaciones de la naturaleza frecuencias de la estructura que se analiza, para el preliminar etapas de diseño, algunas relaciones empíricas para el período de construcción Ta (Ta = 1 $\hat{y}n_1$ ) están disponibles en los capítulos relacionados con terremotos de este estándar. Sin embargo, estas expresiones se basan en recomendaciones para el diseño de terremotos con un sesgo inherente hacia valores más altos. estimaciones de frecuencias fundamentales (Goel y Chopra 1997, 1998). Para aplicaciones de diseño eólico, estos valores pueden ser poco conservadores porque una frecuencia estimada más alta que la real frecuencia produciría valores más bajos del factor de efecto de ráfaga y por lo tanto, una presión de viento de diseño más baja. Sin embargo, Goel y Chopra (1997, 1998) también citan estimaciones de frecuencia de límite inferior que son más adecuados para su uso en aplicaciones eólicas y ahora se dan en Sección 26.11.2; Los gráficos de estas expresiones se muestran en Figura C26.11-1.

Debido a que estas expresiones se basan en edificios regulares, se requieren limitaciones basadas en la altura y la esbeltez. Los longitud efectiva, Leff, utiliza un promedio ponderado de altura de la longitud a lo largo del viento del edificio para la evaluación de la esbeltez. La parte superior del edificio es la más importante; por lo tanto, la el promedio ponderado por altura es apropiado. Este método es una ecuación de primer orden apropiada para abordar edificios con retranqueos. Cálculo explícito del factor de efecto de ráfaga por el otro los métodos dados en la Sección 26.11 todavía se pueden realizar.

Observaciones de ensayos en túnel de viento de edificios donde la frecuencia se calcula utilizando un software de análisis muestran que la

Para mástiles o postes en voladizo de sección transversal uniforme (en los que domina la acción de flexión)  $n_1 = (0.56/\gamma_h^2) p(EI/m)$  donde  $EI$  es la rigidez a la flexión de la sección y  $m$  es la altura de masa/unidad. Esta fórmula puede usarse para mástiles con una ligera conicidad, usando el valor promedio de  $EI$  y  $m$  ([ECCS 1978](#)).

Una fórmula aproximada para postes circulares cónicos en voladizo ([ECCS 1978](#)) es

$$n_1 \approx \frac{1}{2} \gamma_h^2 (2/\gamma_h^2) p(EI/m) \quad (C26.11-12)$$

donde  $h$  es la altura del poste,  $y E, I$  y  $m$  se calculan para la sección transversal en la base.  $\gamma$  depende de los espesores de pared en punta y base,  $t$  y  $e_b$ , y del diámetro externo en punta y base,  $d_t$  y  $d_b$ , según la siguiente fórmula:

$$\gamma = \frac{1.9 \exp(\gamma/4dt)}{0.9 \gamma (et/\gamma e_b)} \quad (C26.11-13)$$

ecuación (C26.11-12) se reduce a la ecuación (C26.11-11) para mástiles uniformes. Para torres de celosía independientes (sin accesorios adicionales, como antenas o marcos de iluminación) ([Standards Australia 1994](#)):

$$n_1 \approx 1.500 w_a \gamma h^2 \quad (C26.11-14)$$

donde  $w_a$  es el ancho promedio de la estructura en metros y  $h$  es la altura de la torre. Una fórmula alternativa para torres de celosía (con accesorios adicionales) ([Wyatt 1984](#)) es

$$n_1 = \left( \frac{LNh}{w_b} \right)^{\frac{2\gamma_3}{1+\gamma_2}} \quad (C26.11-15)$$

donde  $w_b$  = ancho de la base de la torre y  $LN = 270$  m para torres de base cuadrada, o 230 m para torres de base triangular.

Amortiguamiento estructural. El amortiguamiento estructural es una medida de la disipación de energía en una estructura en vibración que lleva a la estructura a un estado de reposo. El amortiguamiento se define como la relación entre la energía disipada en un ciclo de oscilación y la cantidad máxima de energía en la estructura en ese ciclo. Hay tantos mecanismos de amortiguamiento estructural como modos de convertir la energía mecánica en calor. Los mecanismos más importantes son el amortiguamiento material y el amortiguamiento interfacial.

En la práctica de la ingeniería, el mecanismo de amortiguamiento a menudo se approxima como amortiguamiento viscoso porque conduce a una ecuación de movimiento lineal. Esta medida de amortiguamiento, en términos de relación de amortiguamiento, generalmente se asigna en función del material de construcción, por ejemplo, acero u hormigón. El cálculo de los efectos de la carga dinámica requiere la relación de amortiguamiento como entrada. En aplicaciones eólicas, las relaciones de amortiguamiento del 1% y el 2% se utilizan normalmente en los Estados Unidos para edificios de acero y hormigón en niveles de servicio, respectivamente, mientras que ISO ([1997](#)) sugiere 1% y 1,5% para acero y hormigón, respectivamente. Las relaciones de amortiguamiento para edificios bajo condiciones de diseño de resistencia máxima pueden ser significativamente más altas, y comúnmente se supone que son del 2,5% al 3%. Los valores de amortiguamiento para las estructuras de soporte de acero para letreros, chimeneas y torres pueden ser mucho más bajos que los de los edificios y pueden caer en el rango de 0,15 a 0,5%. Los valores de amortiguamiento de estructuras especiales como chimeneas de acero pueden ser tan bajos como 0,2–0,6% y 0,3–1,0% para chimeneas de acero revestidas y sin revestimiento, respectivamente ([ASME 1992; CICIND 1999](#)). Estos valores pueden proporcionar alguna guía para el diseño. Los niveles de amortiguamiento usados en aplicaciones de carga de viento son más pequeños que las relaciones de amortiguamiento del 5% comunes en aplicaciones sísmicas porque los edificios sujetos a cargas de viento responden esencialmente de manera elástica, mientras que los edificios sujetos a sismos de nivel de diseño responden de manera inelástica a niveles de amortiguamiento.

Debido a que el nivel de respuesta estructural en los estados límite de resistencia y servicio es diferente, los valores de amortiguamiento

## notas

1. ecuación (26.11-2):  
22.2 $\gamma_h$  0.8 2. Ec. (26.11-3):  
43.5 $\gamma_h$  0.9 3. Ec. (26.11-4): 75 $\gamma_h$

**FIGURA C26.11-1** Ecuaciones para la frecuencia natural aproximada del límite inferior  $n_a$  en función de la altura del edificio

La siguiente expresión de frecuencia se puede utilizar para edificios de acero y hormigón de menos de 400 pies (122 m) de altura:

$$n_1 = 100\gamma_h H(\text{ft}) \text{ valor promedio} \quad (C26.11-6)$$

$$n_1 = 75\gamma_h H(\text{pies}) \text{ valor límite inferior} \quad (C26.11-7)$$

ecuación (C26.11-7) para el valor límite inferior se proporciona en Sección 26.11.3.

Sobre la base de mediciones a gran escala de edificios bajo la acción del viento, se ha propuesto la siguiente expresión para aplicaciones eólicas ([Zhou y Kareem 2001a; Zhou et al. 2002](#)):

$$f n_1 = 150\gamma_h (\text{pies}) \quad (C26.11-8)$$

Esta expresión de frecuencia se basa en edificios más antiguos y sobreestima la frecuencia común en la construcción de EE. UU. para edificios más pequeños de menos de 400 pies (122 m) de altura, pero se vuelve más precisa para edificios altos de más de 400 pies (122 m) de altura.

Los estudios en Japón que involucran un conjunto de edificios bajo excitaciones de baja amplitud han llevado a las siguientes expresiones para las frecuencias naturales de los edificios ([Satake et al. 2003](#)):

$$n_1 = 220\gamma_h (\text{pies}) \text{ (edificios de hormigón)} \quad (C26.11-9)$$

$$n_1 = 164\gamma_h (\text{pies}) \text{ (edificios de acero)} \quad (C26.11-10)$$

Estas expresiones dan como resultado estimaciones de frecuencia más altas que las obtenidas a partir de la expresión general dada en las Ecs. (C26.11-6) a (C26.11-8), particularmente porque el conjunto de datos japoneses tiene observaciones limitadas para los edificios más flexibles sensibles a los efectos del viento, y la construcción japonesa tiende a ser más rígida.

asociados con estos estados pueden diferir. Además, debido a la cantidad de mecanismos responsables del amortiguamiento, los datos limitados a gran escala manifiestan una dependencia de factores como el material, la altura y el tipo de sistema estructural y cimentación (Kijewski-Correa et al. 2013). El Comité de Amortiguamiento del Instituto Arquitectónico de Japón sugiere diferentes valores de amortiguamiento para estos estados basados en una gran base de datos de amortiguamiento descrita en Sataka et al. (2003).

Recientemente, el grupo NatHaz ha desarrollado una base de datos interactiva de índices de amortiguamiento modal determinados experimentalmente a gran escala basados en la base de datos (Kareem et al. 2012). La base de datos está disponible públicamente en <https://vortex-winds.org> y está equipado con una interfaz web basada en consultas para la identificación rápida de relaciones de amortiguamiento modal que satisfacen requisitos específicos, como forma geométrica, sistema estructural, material de construcción, tipo de cimentación y uso del edificio. Una publicación reciente ofrece un modelo de amortiguamiento basado en datos que ha sido validado con varios estudios a gran escala (Spence y Kareem 2014).

Además del amortiguamiento estructural, una estructura que oscila en el aire puede experimentar amortiguamiento aerodinámico. En general, la contribución del amortiguamiento aerodinámico es bastante pequeña en comparación con el amortiguamiento estructural y es positiva en velocidades de viento bajas a moderadas. Dependiendo de la forma estructural, a algunas velocidades del viento, la amortiguación aerodinámica puede volverse negativa, lo que puede dar lugar a oscilaciones inestables. En estos casos, se debe hacer referencia a la literatura reconocida o un estudio de túnel de viento.

Procedimiento alternativo para calcular las cargas de viento. El concepto de factor de efecto de ráfaga implica que el efecto de las ráfagas puede ser adecuadamente contabilizado multiplicando la distribución media de la carga de viento con la altura por un solo factor. Esta es una aproximación. Si se requiere una representación más precisa de los efectos de las ráfagas, se puede utilizar el procedimiento alternativo de esta sección. Tiene en cuenta el hecho de que las fuerzas de inercia creadas por la masa del edificio, a medida que se mueve bajo la acción del viento, tienen una distribución diferente con la altura que las cargas medias del viento o las cargas causadas por la acción directa de las ráfagas (Zhou y Kareem 2001a; Chen y Kareem 2004). La formulación alternativa de la distribución de carga estática equivalente utiliza el momento de flexión base máximo y lo expresa en términos de fuerzas de inercia en diferentes niveles de construcción. Para las cargas de viento se usa un momento de flexión base, en lugar del cortante base como en la ingeniería sísmica, porque es menos sensible a las desviaciones de un

forma de modo lineal. Para una discusión más detallada sobre este procedimiento de carga de viento, consulte Zhou y Kareem (2001a, 2001b) y Chen y Kareem (2004).

Procedimiento alternativo: carga de viento estático equivalente a lo largo del viento. La carga de viento estático equivalente para los componentes medio, de fondo y resonante se obtiene mediante el procedimiento descrito en esta sección.

El componente medio de la carga del viento,  $P_j$ , viene dado por

$$P_j = qj \times C_p \times A_j \times G \quad (C26.11-16)$$

donde

$j$  = nivel del piso;  $qj$

= presión de velocidad a la altura  $z_j$ ;  $z_j$  = altura

del piso  $j$ -ésimo sobre el nivel del suelo;  $C_p$  = coeficiente de presión

exterior; y  $G = 0,925 \times (1 + 1,7gv_{lz})$  = factor de velocidad de ráfaga.

Componente de carga de viento de fondo pico, el nivel  $P^*$   $B_j$ , en el piso  $j$  viene dado de manera similar por

$$B_j = P_j \times G \quad (C26.11-17)$$

donde

$$G = 0,925 \times (1,7l_z \times gQQ_1 + 1,7gv_{lz})$$

es el componente de fondo del factor de efecto de ráfaga.

La componente máxima de carga de viento resonante,  $R_j$ , en el nivel del piso  $j$  se obtiene distribuyendo la respuesta del momento de flexión de la base resonante a cada nivel:

$$R_j = CM_j M^* R \quad (C26.11-18)$$

$$CM_j = P_w w_j M^* j z_j \quad (C26.11-19)$$

$$METRO_R = M \cdot GR_y G \quad (C26.11-20)$$

$$METRO_O = \sum_{j=1}^n P_j \cdot z_j \quad (C26.11-21)$$

donde

$CM_j$  = factor de distribución de carga vertical;

$METRO_R$  = componente resonante máxima del momento de flexión de la base respuesta;

$w_j$  = porción de la carga de gravedad total del edificio ubicado o asignado al nivel  $j$ ;  $y_j$  = valor de la forma del primer modo estructural en el nivel  $j$ ;  $M$  = flexión media de la base producida por la carga media del viento;  $GR = 0,925 \times \frac{1}{2}(1,7l_z \times gRR) + 1,7gv_{lz}$  componente resonante

del factor efecto ráfaga;  $n$  = pisos totales del edificio.

Procedimiento alternativo: respuesta a lo largo del viento. A través de un análisis estático simple, la respuesta máxima de construcción en la dirección del viento se puede obtener mediante

$$r^* = r_B + R_j \frac{r_B}{r^*} + r^* \quad (C26.11-22)$$

donde  $r$ ,  $r_B$  y  $r^*$  = componentes de interés de respuesta resonante, de fondo pico y media, por ejemplo, fuerzas cortantes, momento o desplazamiento. Una vez que se obtiene la distribución de carga de viento estático equivalente, se puede obtener cualquier componente de respuesta, incluida la aceleración, mediante un análisis estático simple. Se sugiere tener precaución al combinar las cargas en lugar de la respuesta de acuerdo con la expresión anterior, por ejemplo:

$$P^* = P_j + R_j \frac{r_B}{r^*} + P^* \quad (C26.11-23)$$

porque los componentes de la carga de fondo y resonante normalmente tienen distribuciones diferentes a lo largo de la altura del edificio. Se pueden encontrar antecedentes adicionales en Zhou y Kareem (2001b); Zhou et al. (2002) y Chen y Kareem (2004).

Cargas aerodinámicas en edificios altos: una base de datos interactiva. Bajo la acción del viento, los edificios altos oscilan simultáneamente en las direcciones torsional, lateral y lateral del viento.

Si bien las cargas a lo largo del viento se han tratado con éxito en términos de factores de carga de ráfaga basados en teorías cuasi-estacionarias y de banda, las cargas de torsión y a través del viento no se pueden tratar de esta manera porque estas cargas no se pueden relacionar de manera directa con las fluctuaciones en el flujo de aproximación. Como resultado, la mayoría de los códigos y estándares actuales brindan poca orientación para la respuesta torsional y con viento cruzado (Zhou et al. 2002; Chen y Kareem 2004; Kwon y Kareem 2013; Bernardini et al. 2013).

Para proporcionar alguna orientación en las etapas preliminares de diseño de edificios, una base de datos de cargas aerodinámicas interactiva para

Tabla C26.11-3. A lo largo del viento, a través del viento, momentos de torsión y respuesta de aceleración

Componentes de carga	Diseño de supervivencia			Diseño de capacidad de servicio				Esquina	
	Carga aerodinámica coeficiente	Momentos base (106 kips-ft)		Coeficiente de carga aerodinámica	Aceleraciones (mili-g o rad/s <sup>2</sup> )				
		f1	CM(f1)		ÿa	X	Y		
ASCE 7-10 — – 0,046	ÿCM	f1 CM(f1)M							
A lo largo del viento	0,109	0,193	1,73	—	—	1,95	2,77	3,24	
viento cruzado	0,133	0,193	0,093	1,72	0,292	0,022	2,03		
torsional	0,044	0,337	0,040	1,82	0,292	0,024	2,64		
			0,086	0,512	0,043	0,0001			

Nota: Como esta base de datos es de naturaleza experimental, por lo tanto tiene un alcance limitado, se puede ampliar convenientemente utilizando datos adicionales a medida que estén disponibles.

evaluación de cargas dinámicas inducidas por el viento en un conjunto de genéricos aislados se introducen los edificios (Zhou et al. 2002; Kwon et al. 2008).

Aunque el análisis basado en esta base de datos experimental no es destinado a reemplazar las pruebas en túnel de viento en las etapas finales de diseño, proporciona a los usuarios una metodología para aproximar la anterior respuestas torsionales y de viento cruzado sin tratar en el diseño inicial etapas La base de datos consta de balance base de alta frecuencia mediciones que involucran siete modelos de edificios rectangulares, con relación lateral (DÿB, donde D es la profundidad de la sección del edificio a lo largo la dirección del viento que se aproxima) de 1ÿ3 a 3, y tres relaciones de aspecto para cada modelo de edificio en dos flujos de aproximación, a saber, BL1 ( $\bar{y}=0.16$ ) y BL2 ( $\bar{y}=0.35$ ) correspondientes a un abierto y un ambiente urbano, respectivamente. Los datos son accesibles con un Applet de Internet fácil de usar y basado en Java, el NatHaz Aerodynamic Base de Datos de Cargas, versión 2.0 (NALD 2012). Mediante el uso de este portal interactivo, los usuarios pueden seleccionar la geometría y las dimensiones de un edificio modelo de las opciones disponibles y especificar un urbano o condición suburbana. Al hacerlo, los espectros de carga aerodinámica para las direcciones a lo largo del viento, a través del viento o de torsión se muestran con una interfaz Java que permite a los usuarios especificar una reducción frecuencia (frecuencia del edificio × dimensión del edificio/velocidad del viento) de interés y obtener automáticamente el espectro espectral correspondiente valor. Cuando se combina con la documentación web de apoyo, ejemplos y un procedimiento de análisis conciso, la base de datos proporciona una herramienta integral para el cálculo de la respuesta inducida por el viento de edificios altos, adecuados como guía de diseño en las etapas preliminares.

Ejemplo: Se utiliza un edificio alto de ejemplo para demostrar la análisis utilizando la base de datos. El edificio es un cuadrado de acero alto edificio con tamaño H × W1 × W2 = 656 × 131 × 131 pies (200 × 40 × 40 m) y un radio de giro promedio de 59 pies (18 m).

Las tres frecuencias de modo fundamentales, f 1, son 0,2, 0,2 y 0,35 Hz en las direcciones X, Y y Z, respectivamente; las formas modales son todo lineal, o  $\bar{y}$  es igual a 1,0, y no hay acoplamiento modal. Los la densidad de construcción es igual a 0,485 slugs/ft<sup>3</sup> (250 kg/m<sup>3</sup>). Esta el edificio está ubicado en Exposición A o cerca de la condición de prueba BL2 de la base de datos basada en Internet (Zhou et al. 2002; Kwon et al. 2008). En esta ubicación, la velocidad de ráfaga de diseño de 3 s con una recurrencia de 700 años el intervalo es de 115 mi/y (51 m/s) en ASCE 7-16, para servicio requisitos, la velocidad de ráfaga de diseño de 3 s con resonancia magnética de 10 años es igual a 76 mi/y (34 m/s) en ASCE 7-16. Por el bien de la ilustración solamente, la relación de amortiguamiento estructural crítico de primer modo,  $\zeta_1$ , debe ser 0,01 para diseño tanto de supervivencia como de servicio.

Usando estos datos aerodinámicos y los procedimientos provistos en Zhou et al. (2002) y Kwon et al. (2008), los efectos de la carga del viento se evalúan y los resultados se presentan en la Tabla C26.11-3. Esta tabla incluye momentos base y respuesta de aceleración. En la dirección del viento obtenida por el procedimiento en

ASCE 7-16. Cabe señalar que el edificio experimenta mayores efectos de carga de viento cruzado en comparación con el viento a lo largo respuesta para este ejemplo, que reitera la importancia de cargas de viento y sus efectos en la dirección transversal del viento y la necesidad de tales enfoques de diseño basados en bases de datos.

## C26.12 CLASIFICACIÓN DEL RECINTO

La magnitud y el sentido de la presión interna dependen de la magnitud y ubicación de las aberturas alrededor del edificio envolvente con respecto a una dirección dada del viento. Respectivamente, la norma requiere que se haga una determinación de la cantidad de aberturas en el sobre para evaluar la clasificación del recinto (cerrado, parcialmente cerrado o abierto). Las aperturas son específicamente definida en esta versión de la norma como aberturas u orificios en el envolvente del edificio que permite que el aire fluya a través del edificio envolvente y que están diseñados como "abiertos" durante los vientos de diseño. Los ejemplos incluyen puertas, ventanas operables, escapes de entrada de aire para sistemas de aire acondicionado y/o ventilación, huecos alrededor de puertas, huecos deliberados en el revestimiento y persianas flexibles y operables. Los la porosidad de un "edificio cerrado" es tal que no hay suficientes aberturas en la envolvente exterior del edificio para permitir importante flujo de aire en el edificio. La porosidad de un "parcialmente edificio cerrado" es tal que hay suficientes aberturas en el envolvente del edificio Muro de barlovento para permitir que el viento ingrese al edificio; sin embargo, no hay suficientes aberturas en las partes restantes de la envolvente del edificio para permitir que el aire fluya fuera del edificio. edificio sin una acumulación de presión interna. La porosidad de un edificio "parcialmente abierto" es tal que existen suficientes aberturas en la pared de barlovento de la envolvente del edificio para permitir el flujo de aire en el edificio y existen suficientes aberturas en el resto porciones de la envolvente del edificio para permitir que algo de flujo de aire salga el edificio pero con cierta acumulación de presión interna. Los la porosidad para el "edificio abierto" es tal que el flujo de aire puede entrar y salir del edificio sin una acumulación significativa de presión interna. Se ha añadido la clasificación de edificio "parcialmente abierto" a la norma para ayudar al usuario a entender que un edificio con aberturas y porosidad significativa (como un estacionamiento abierto garaje, por ejemplo) que no cumple con los requisitos de la la clasificación "parcialmente cerrada" no clasifica automáticamente el edificio como "abierto" o "cerrado". Una vez que se conoce la clasificación del recinto, el diseñador ingresa a la Tabla 26.13-1 para seleccionar el coeficiente de presión interna apropiado.

Esta versión de la norma tiene cuatro términos aplicables a recinto: regiones de escombros transportados por el viento, acristalamiento, resistente a los impactos acristalamiento y sistema de protección contra impactos. Regiones de escombros transportados por el viento se especifican para alertar al diseñador sobre las áreas que requieren consideración

de diseño de impacto de misiles y posibles aberturas en la envolvente del edificio. Acristalamiento se define como cualquier vidrio o lámina de plástico transparente o translúcido que se utiliza en ventanas, puertas, tragaluces o muros cortina. El acristalamiento resistente a los impactos se define específicamente como un acristalamiento que ha demostrado resistir el impacto de los misiles de prueba mediante pruebas. Los sistemas de protección contra impactos sobre el acristalamiento pueden ser contraventanas o pantallas diseñadas para soportar el impacto de escombros transportados por el viento. La resistencia al impacto de los sistemas de vidriado y protección se puede probar utilizando el método de prueba especificado en ASTM E1886, con misiles, velocidades de impacto y criterios de aprobación/rechazo especificados en ASTM E1996. El acristalamiento en puertas seccionales de garaje y puertas enrollables se puede probar para determinar la resistencia al impacto con misiles, las velocidades de impacto y los criterios de aprobación y falla especificados en ANSI/DASMA 115. Otros métodos que implican la protección de aperturas de los sistemas de envolvente del edificio son aceptables cuando lo ~~aplican a la categoría de riesgo II~~ mapas separados para diferentes categorías de riesgo proporciona un medio para lograr un enfoque más coherente con el riesgo para definir las regiones de desechos transportados por el viento. El enfoque seleccionado fue vincular la definición geográfica de las regiones de desechos transportados por el viento con los contornos de la velocidad del viento en los mapas que corresponden a la categoría de riesgo particular, lo que resultó en la expansión de la región de desechos transportados por el viento para algunas categorías de riesgo III y todos los demás. Edificios y estructuras de categoría de riesgo IV. Una revisión de los tipos de edificios y estructuras actualmente incluidos en la Categoría de Riesgo III sugiere que en la región expandida de escombros transportados por el viento, los problemas de seguridad humana serían más importantes para las instalaciones de atención médica. En consecuencia, el comité optó por aplicar el requisito ampliado de protección contra escombros arrastrados por el viento a este tipo de instalaciones de Categoría de riesgo III y no a todos los edificios y estructuras de Categoría de riesgo IV.

La Sección 26.12.3 requiere que el acristalamiento en edificios de Categoría II, III y IV en regiones con escombros arrastrados por el viento esté protegido con un sistema de protección contra impactos o que esté hecho de acristalamiento resistente a impactos para reducir la cantidad de daños causados por el viento y el agua a los edificios durante eventos de vendavales de diseño.

La norma requiere que todo el vidriado en los 60 pies (18,3 m) inferiores de los edificios de Categoría II, III o IV ubicados en regiones de escombros arrastrados por el viento esté protegido con un sistema de protección contra impactos o que esté hecho de vidriado resistente a impactos. El vidriado a más de 60 pies (18,3 m) sobre el nivel del suelo puede romperse con escombros arrastrados por el viento cuando hay una fuente de escombros, como techos con superficie de agregados en edificios dentro de los 1500 pies (457 m) del nuevo edificio. Esto incluye grava o piedra utilizada como lastre que no está protegida por un parapeto suficientemente alto. En consecuencia, el acristalamiento en el nuevo edificio, desde 30 pies (9,1 m) por encima del edificio de origen hasta el nivel, debe protegerse con un sistema de protección contra impactos o estar hecho de acristalamiento resistente a impactos. Si se propone agregado de techo suelto para el nuevo edificio, también debe considerarse como una fuente de escombros porque el agregado puede salir volando del techo y ser impulsado hacia el acristalamiento en el lado de sotavento del edificio. Si bien otros tipos de escombros transportados por el viento pueden impactar el vidriado a más de 60 pies (18,3 m) sobre el nivel del suelo, en estas elevaciones más altas, el agregado suelto del techo ha sido la fuente predominante de escombros en eventos de viento anteriores. El requisito de protección a 30 pies (9,1 m) por encima de la fuente de escombros es para tener en cuenta los escombros que se pueden levantar durante el vuelo. Las siguientes referencias brindan más información sobre el daño por escombros al acristalamiento: Beason et al. (1984), Minor (1985, 1994), Kareem (1986) y Behr y Minor (1994).

Aunque los escombros transportados por el viento pueden ocurrir en casi cualquier condición, el nivel de riesgo en comparación con las regiones de escombros postuladas y los criterios de impacto también pueden ser más bajos que los determinados con fines de estandarización. Por ejemplo, los edificios individuales pueden ubicarse lejos de posibles fuentes de escombros que generarían un riesgo significativo de impactos de magnitud similar a la grava (es decir, como se simula con bolas de acero de 2 g en las pruebas de impacto) o impactos de  $2 \times 4$  de tope como requerido en los criterios de prueba de impacto. Esta situación describe una condición de baja vulnerabilidad solo como resultado de fuentes limitadas de escombros dentro de las inmediaciones del edificio. En otros casos, pueden existir fuentes potenciales de escombros, pero las condiciones atenuantes pueden reducir el riesgo. Estas condiciones atenuantes incluyen el tipo de materiales y la construcción circundante, el nivel de protección ofrecido por las condiciones de exposición circundantes y la velocidad del viento de diseño. Por tanto, el riesgo de impacto puede diferir de los postulados como consecuencia de las condiciones específicamente enumeradas en la norma y las normas de impacto referenciadas. Hay opiniones muy diferentes con respecto a la importancia de estos parámetros que no se consideran completamente al desarrollar regiones estandarizadas de escombros o criterios de impacto referenciados.

La definición de las regiones de escombros transportados por el viento para edificios y estructuras de la categoría de riesgo II se eligió de tal manera que las áreas costeras incluidas en las regiones de escombros transportados por el viento sean aproximadamente consistentes con las proporcionadas en ASCE 7-05 y ediciones anteriores. Por lo tanto, los nuevos contornos de velocidad del viento que definen las regiones de escombros arrastrados por el viento en la Sección 26.12.3.1 no son conversiones directas de los contornos de velocidad del viento que se definen en ASCE 7-05, como se muestra en la Tabla C26.5-7.

Si bien las áreas costeras incluidas en las regiones de escombros transportados por el viento para la Categoría de riesgo II son aproximadamente consistentes con las proporcionadas en ASCE 7-05, se producen reducciones significativas en el área de las regiones de escombros transportados por el viento para esta Categoría de riesgo alrededor de Jacksonville, Florida, en el Panhandle de Florida y tierra adentro desde la costa de Carolina del Norte.

~~aplican a la categoría de riesgo II~~ mapas separados para diferentes categorías de riesgo proporciona un medio para lograr un enfoque más coherente con el riesgo para definir las regiones de desechos transportados por el viento. El enfoque seleccionado fue vincular la definición geográfica de las regiones de desechos transportados por el viento con los contornos de la velocidad del viento en los mapas que corresponden a la categoría de riesgo particular, lo que resultó en la expansión de la región de desechos transportados por el viento para algunas categorías de riesgo III y todos los demás. Edificios y estructuras de categoría de riesgo IV. Una revisión de los tipos de edificios y estructuras actualmente incluidos en la Categoría de Riesgo III sugiere que en la región expandida de escombros transportados por el viento, los problemas de seguridad humana serían más importantes para las instalaciones de atención médica. En consecuencia, el comité optó por aplicar el requisito ampliado de protección contra escombros arrastrados por el viento a este tipo de instalaciones de Categoría de riesgo III y no a todos los edificios y estructuras de Categoría de riesgo IV.

## C26.13 COEFICIENTES DE PRESIÓN INTERNA

Los valores del coeficiente de presión interna de la Tabla 26.13-1 se obtuvieron de pruebas en túnel de viento (Stathopoulos et al. 1979) y datos a escala real (Yeatts y Mehta 1993). Aunque las pruebas en el túnel de viento se realizaron principalmente para edificios de poca altura, se supone que los valores del coeficiente de presión interna son válidos para edificios de cualquier altura. Los valores ( $GCpi = \beta 0.18$  y  $\beta 0.18$ ) son para edificios cerrados. Se supone que el edificio no tiene abertura o aberturas dominantes y que las pequeñas vías de fuga que existen están distribuidas esencialmente de manera uniforme sobre la envolvente del edificio. Los valores del coeficiente de presión interna para edificios parcialmente cerrados suponen que el edificio tiene una o varias aberturas dominantes. Para un edificio de este tipo, la presión interna está dictada por la presión exterior en la abertura y, como resultado, generalmente aumenta sustancialmente. Las cargas netas (es decir, la combinación de las presiones internas y externas) también aumentan significativamente en las superficies del edificio que no contienen la abertura. Por lo tanto, los valores más altos ( $GCpi$ ) de  $\beta 0.55$  y  $\beta 0.55$  son aplicables a este caso. Estos valores incluyen un factor de reducción para tener en cuenta la falta de correlación perfecta entre la presión interna y las presiones externas sobre las superficies del edificio que no contienen la abertura (Irwin 1987; Beste y Cermak 1996).

Tomados aisladamente, los coeficientes de presión interna pueden alcanzar valores de  $\pm 0.8$  (o posiblemente incluso más altos en el lado negativo).

Para edificios parcialmente cerrados que contienen un gran espacio sin tabiques, el tiempo de respuesta de la presión interna aumenta, y este aumento reduce la capacidad de la presión interna para responder a cambios rápidos de presión en una abertura.

Por lo tanto, se reduce el factor de ráfaga aplicable a la presión interna. ecuación (26.13-1), que se basa en Vickery y Bloxham (1992) e Irwin y Dunn (1994), se proporciona como un medio para ajustar el factor de ráfaga para este efecto en estructuras con grandes espacios internos, como estadios y arenas.

Debido a la naturaleza de los vientos huracanados y la exposición a los peligros de los escombros (Minor y Behr 1993), los cristales ubicados debajo

60 pies (18,3 m) por encima del nivel del suelo de los edificios ubicados en regiones de escombros transportados por el viento tiene una amplia variación y comparativamente mayor vulnerabilidad a la rotura de los misiles, a menos que el acristalamiento puede soportar cargas de misiles razonables y posteriores carga de viento, o el acristalamiento está protegido por contraventanas adecuadas. [Consulte la Sección C26.12 para obtener información sobre el acristalamiento por encima de 60 pies (18,3 m).] Cuando los misiles rompen el acristalamiento, el desarrollo de presión interna más alta puede resultar, lo que puede sobrecargar el revestimiento o estructura si no se tuvo en cuenta la presión más alta en el diseño. La ruptura del acristalamiento también puede resultar en una importante cantidad de infiltración de agua, que típicamente resulta en un daño considerable al edificio y su contenido (Surry et al. 1977; Reinhold 1982; Stubbs y Perry 1993).

La influencia de la compartimentación en la distribución de no se ha investigado el aumento de la presión interna. si el espacio detrás del acristalamiento roto se separa del resto del construido por un compartimento suficientemente fuerte y razonablemente hermético, el aumento de la presión interna probablemente estaría confinado a ese compartimiento. Sin embargo, si el compartimento está roto (por ejemplo, por una puerta de pasillo abierta o por el colapso de la pared del compartimento), el aumento de la presión interna se extenderá más allá del compartimento inicial con bastante rapidez. El siguiente compartimento puede contener la presión más alta, o también podría ser violado, lo que permite que la alta presión interna continúe propagar. Debido a la gran cantidad de fugas de aire que ocurre a menudo en puertas de hangares grandes, los diseñadores de hangares deben considerar usar los coeficientes de presión interna en la Tabla 26.13-1 para edificios parcialmente cerrados

#### C26.14 LIMITACIÓN DE TORNADOS

Los tornados no se han considerado en las disposiciones de carga de viento, debido a su muy baja probabilidad de ocurrencia. Sin embargo, algunos dueños de edificios podrían querer tener partes de sus edificios diseñados para proporcionar un mayor nivel de protección de los ocupantes contra los tornados o minimizar los daños a los edificios asociados con tornados clasificados EF0–EF2 (consulte la Sección C26.14.1 para tornados calificaciones). Mantener la continuidad de las operaciones de construcción para instalaciones tales como centros de operaciones de emergencia y hospitales también es un factor al considerar si diseñar o no para un tornado cargas de viento y escombros arrastrados por el viento. Esta sección proporciona información y orientación de diseño para aquellos diseñadores y constructores. propietarios que deseen diseñar para reducir los daños a la propiedad o mayor protección de los ocupantes, en caso de que el edificio bajo consideración sea impactado por un tornado.

En esta sección se abordan los siguientes temas: 1) tornado velocidades y probabilidades del viento, 2) presiones del viento inducidas por tornados versus otras tormentas de viento, 3) diseño para el ocupante protección, 4) diseño para minimizar el daño del edificio, 5) diseño para mantener la continuidad de las operaciones del edificio, y 6) diseño torres de comunicaciones con armazones para escombros transportados por el viento. (Mehta et al. (1976), Minor (1982), Minor et al. (1977) y Wen y Chu (1973) proporcionan información preliminar sobre los tornados).

**C26.14.1 Probabilidades y velocidades de viento de tornado.** los El Servicio Meteorológico Nacional (NWS) califica la gravedad del tornado según los seis niveles de daño observados en el Enhanced Escala Fujita (Escala EF). La escala va de EF0 a EF5. Ver Tabla C26.14-1 para las velocidades del viento asociadas con las clasificaciones EF. Los indicadores de daño (DI) y los grados de daño (DOD) se utilizan para establecer calificaciones EF. Las DI consisten en edificios, otras estructuras y árboles. Información sobre la escala EF y una descripción de las DI y Los DOD se pueden encontrar en McDonald y Mehta (2006).

Los datos del NWS indican que el número medio de tornados en el Estados Unidos entre 1990 y 2014 fue de 1.173 por año. Durante esta vez, la menor cantidad de tornados (888) ocurrió en 2014,

Cuadro C26.14-1 Escala Fujita mejorada (EF)

Número EF	Velocidad del viento (mph)	(Sra)
EF0	65–85	29–38
EF1	86–110	39–49
EF2	111–135	50–60
EF3	136–165	61–73
EF4	166–200	74–89
EF5	>200	>89

Nota: Las velocidades son para ráfagas máximas de 3 s, exposición C, 33 pies (10 m) sobre el nivel del suelo. Conversión de mph a m/s<sup>2</sup> × 0.44704 = m/s.

Fuente: NOAA (<http://www.spc.noaa.gov/efscale/ef-scale.html>).

y el mayor número (1,817) ocurrió en 2004. Tornado-related Los vientos tienen una probabilidad significativamente menor de ocurrencia en un ubicación específica que los fuertes vientos asociados con eventos meteorológicos (sistemas frontales, tormentas eléctricas y vientos huracanados) responsable de las velocidades básicas del viento dadas en ASCE 7. El probabilidad de ocurrencia es una función del área cubierta por un tornado y de la ubicación específica. La probabilidad de que un tornado clasificado EF0 a EF1 específico del sitio golpee en la parte central de los Estados Unidos está en el orden de una resonancia magnética de 4.000 años (Ramsdell y Rishel 2007). Considerando que las edificaciones de Categoría de Riesgo IV y las estructuras tienen una resonancia magnética de 3.000 años en el estándar, diseñar para un tornado EF1 solo resultaría en un pequeño aumento en las presiones de viento de diseño. Sería prudente diseñar para un EF1 o mayor tornado, como se discute en las Secciones C26.14.4 y C26.14.5.) En las áreas del país donde el riesgo de EF4 y tornados clasificados EF5 es mayor, las probabilidades anuales de que un edificio en particular se verá afectado por un tornado con clasificación EF4 o EF5 están en el orden de 10-7 (una resonancia magnética de 10.000.000 años) (Ramsdell y Rishel 2007). Los tornados en el oeste son raros, como se ilustra por los mapas anuales de tornados del NWS desde 1952 hasta 2011 (<http://www.spc.noaa.gov/wcm/annualtornadomaps/>).

La Fig. C26.14-1 muestra los tornados clasificados EF3–EF5 registrados entre 1950 y 2013. De los 56.221 tornados registrados que ocurrieron entre 1950 y 2011, el 95% fueron calificados como EF0–EF2 por el NWS, el 4 % se calificó como EF3 y el 1 % se calificó como EF4–EF5.

Las investigaciones de daños han indicado que los vientos de tornado son es más probable que genere más escombros transportados por el viento en comparación con vientos no tornados de la misma velocidad. Tornados clasificados EF0 y EF1 puede generar escombros transportados por el viento que pueden romper el vidriado sin protección y perforar muchos tipos de ensamblajes de puertas, paredes y techos.

Como se ilustra en la Tabla C26.14-3, dependiendo de la ubicación y categoría de riesgo, tornados clasificados EF2 y EF3 producen presiones de viento que van desde abajo hasta arriba de las derivado de ASCE 7-10 para regiones propensas a huracanes. Por lo tanto, para edificios diseñados para la presión del viento de acuerdo con ASCE 7, el rendimiento de los elementos estructurales (es decir, MWFRS), puertas, y paredes en tornados dependerá de la relación entre la severidad del tornado y la velocidad básica del viento. por ejemplo, un Se espera que el edificio en Miami tenga una mayor resistencia a fuertes tornados que un edificio en Orlando, donde la velocidad básica del viento es inferior a la velocidad básica del viento de Miami. Sin embargo, transportado por el viento los escombros pueden romper el vidrio desprotegido y perforar muchos tipos de ensamblajes de puertas, paredes y techos. Incluso si el acristalamiento está protegido de escombros de huracanes, los escombros de un tornado clasificado EF3 pueden penetrar el acristalamiento porque el impulso de los escombros generados por un tornado clasificado EF3 puede exceder significativamente la prueba de impacto Criterios adoptados para la protección de aperturas contra huracanes.

Los tornados con clasificación EF3 a EF5 pueden producir presiones de viento y cargas de escombros transportadas por el viento que exceden las derivadas desde las más altas velocidades de viento de diseño para áreas propensas a huracanes y los estándares de prueba de escombros transportados por el viento para la protección de aperturas

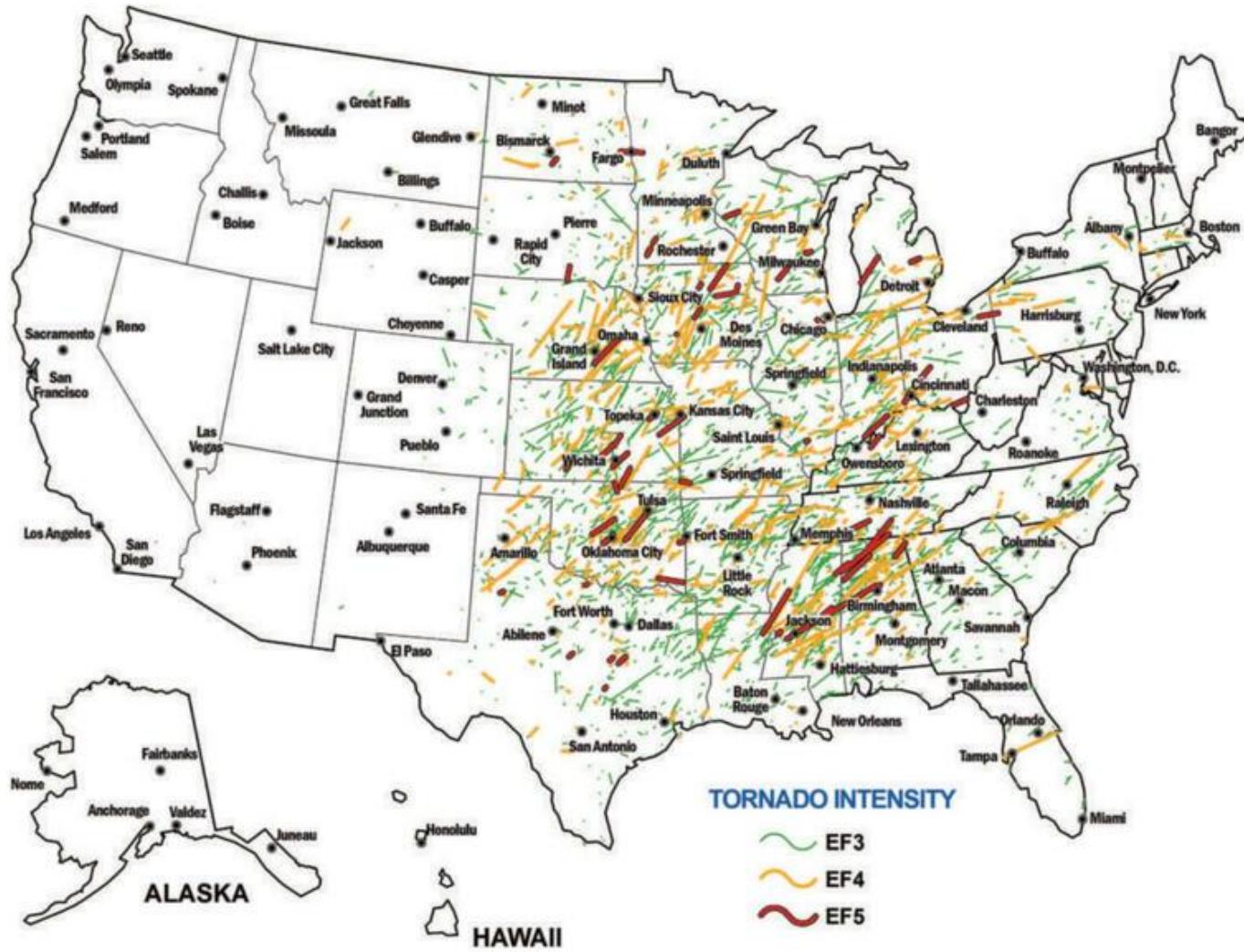


FIGURA C26.14-1 Tornados clasificados EF3–EF5 registrados, 1950–2013

Fuente: FEMA (2015), de la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica, Servicio Meteorológico Nacional, Centro de Predicción de Tormentas

en regiones propensas a huracanes. La Fig. C26.14-2 muestra la velocidad del viento de diseño para habitaciones seguras contra tornados recomendada por FEMA P-361 (FEMA 2015). Este mapa de velocidad del viento es el mismo que el mapa de riesgo de tornado ICC 500. Es probable que estas velocidades del viento tengan una probabilidad de ocurrencia del orden de  $1 \times 10^{-6}$  a  $1 \times 10^{-7}$  por año (Ramsdell y Rishel 2007).

C26.14.2 Presiones de viento inducidas por tornados versus otras tormentas de viento. El análisis fotográfico de los escombros arrastrados por el viento arrojados desde los edificios indica que los escombros de los tornados tienen una trayectoria vertical mayor que los escombros de los huracanes. Tales observaciones y simulaciones de tornados sugieren que las corrientes ascendentes son mayores en los tornados que en otras tormentas de viento. La investigación de Mishra et al. (2008) indica que las caídas de presión atmosférica juegan un papel importante en las presiones del viento experimentadas en los tornados. La investigación de laboratorio realizada en un simulador de tornado (Haan et al. 2010) midió las presiones del viento en un techo a dos aguas de un modelo de edificio residencial. Las presiones medidas incluyeron la caída de presión en el vórtice simulado y las presiones puntuales, que se integraron para determinar las cargas MWFRS. La caída de presión atmosférica en el vórtice del tornado. Los resultados se compararon con las cargas producidas por las provisiones de carga de viento direccional ASCE 7 y envolvente MWFRS. Las cargas laterales más grandes determinadas a partir de los resultados de la prueba del simulador de tornado son ligeramente más bajas que las cargas laterales producidas usando el método direccional MWFRS de ASCE 7, Capítulo 27, pero son

hasta aproximadamente un 50 % más grandes que las producidas con el método envolvente MWFRS de ASCE 7, Capítulo 28. Para un edificio herméticamente sellado donde la presión interna del edificio no se iguala rápidamente con la caída de presión atmosférica en el vórtice del tornado, las cargas de levantamiento en el edificio obtenidos de las pruebas del simulador pueden ser sustancialmente mayores que los obtenidos de los métodos MWFRS direccional o envolvente de ASCE 7. Sin embargo, en el otro extremo, si se supone un edificio abierto y se elimina la caída de presión atmosférica en el vórtice A partir de las presiones superficiales en el techo del edificio, las cargas de elevación netas MWFRS de las pruebas del simulador producen cargas de elevación más bajas en el edificio que las producidas utilizando los métodos ASCE 7 direccional y envolvente MWFRS. Teniendo en cuenta la fuga típica de la mayoría de los edificios, el uso de coeficientes de presión interna para un edificio parcialmente cerrado y el hecho de que el edificio ya habría experimentado los vientos horizontales más altos en el vórtice del tornado antes de estar expuesto a la mayor caída de presión, lo que ocurre en el núcleo del vórtice, el Subcomité de Carga de Viento decidió que los coeficientes de carga de levantamiento no deberían incrementarse más para la mayoría de los edificios para tener en

cuota de MWFRS. La caída de presión atmosférica en el vórtice del tornado. Esta no sería una decisión apropiada para estructuras de contención de centrales nucleares u otras estructuras donde se toman medidas extremas para asegurar que el interior de

el edificio está sellado de las condiciones atmosféricas.



FIGURA C26.14-2 Diseño de habitaciones seguras para tornados Mapa de velocidad del viento

Fuente: FEMA (2008)

C26.14.3 Protección de los ocupantes. Un informe ([CDC 2012](#)) sobre muertes durante el brote de tornado del 25 al 28 de abril de 2011 ilustra la importancia de brindar protección contra tornados a los ocupantes de edificios. Hubo 351 tornados registrados durante el brote, donde 338 muertes fueron causadas por 27 de los tornados. Según el informe, el 90% de las personas que murieron estaban en edificios en el momento en que azotaron los tornados.

ICC 500 proporciona requisitos para el diseño y la construcción de refugios contra tormentas residenciales y comunitarios. FEMA P-320 ([2014](#)) proporciona soluciones prescriptivas para habitaciones seguras residenciales y de pequeñas empresas que acomodarán hasta 16 ocupantes. FEMA P-361 ([2015](#)) brinda una guía integral para el diseño de cuartos seguros comunitarios y residenciales, así como para la garantía y el control de calidad para su diseño y construcción.

Los criterios en FEMA P-361 e ICC 500 son bastante similares. Todos los criterios de habitaciones seguras en FEMA P-361 cumplen con los requisitos de refugio contra tormentas en ICC 500, pero algunos criterios de diseño y desempeño en FEMA P-361 son más restrictivos que los de ICC 500. Los documentos FEMA P-320 y P-361 proporcionan orientación adicional sobre los estándares de diseño que deben seguirse para que los refugios califiquen potencialmente para recibir fondos de subvenciones federales.

Los refugios para tornados que cumplen con ICC 500 o las habitaciones seguras que cumplen con FEMA P-320 ([2014](#)) o P-361 ([2015](#)) son los métodos recomendados para proteger a los ocupantes de tornados con clasificación EF3, EF4 o EF5. Sin embargo, si un tornado se refugia o es seguro

no se proporciona una habitación, se puede lograr cierto nivel de protección de los ocupantes si el edificio está diseñado para minimizar los daños (consulte la Sección C26.14.4). Según la magnitud de las mejoras de diseño, la calidad de la construcción, el mantenimiento y la reparación del edificio, se reduce la posibilidad de que la estructura del techo y las paredes colapsen si el edificio es golpeado por un tornado con clasificación EF0 a EF2. Por lo tanto, además de minimizar el daño al edificio, habrá algún nivel de protección de los ocupantes, aunque la cantidad de protección es difícil de cuantificar. El objetivo de diseño de minimizar los daños y brindar protección a los ocupantes se analiza en van de Lindt et al. ([2013](#)). Sin embargo, si los ocupantes de dichos edificios no tienen acceso a un refugio o una habitación segura, están expuestos a un ligero riesgo de muerte o lesiones debido a los escombros arrastrados por el viento generados por tornados con clasificación EF0 a EF2. También son claramente susceptibles a la muerte o lesiones si el edificio es golpeado por un tornado más fuerte (EF3 a EF5).

Para los edificios que no tienen un refugio contra tormentas que cumpla con ICC 500, o una habitación segura que cumpla con FEMA P-320 ([2014](#)) o P-361 ([2015](#)), FEMA P-431 (2009) brinda orientación para identificar las mejores áreas de refugio disponibles.

C26.14.4 Minimización de daños a edificios. La Tabla C26.14-2 muestra la comparación entre las velocidades de los vientos de huracanes y tornados. Mediante el uso de estrategias de diseño consistentes con la construcción en regiones propensas a huracanes, los nuevos edificios pueden ser relativamente económicos.

Tabla C26.14-2 Comparación de viento huracanado y tornado

## Velocidades

Categoría de huracán	Velocidad del viento sobre tierra	Clasificación EF	Velocidad del viento	
1	(m/s) 81–105	(m/s) 36–46	—	(m/s) (m/s) 65–85 29–38
2	106–121	47–54	EF0	86–110 39–49
3	122–143	55–64	EF1	111–135 50–60
4	144–171	65–76 >171	EF2	136–165 61–73
5	>76		EF3	165–200 74–89
			EF4	>200 >89
			EF5	

Nota: Las velocidades son ráfagas máximas de 3 s, exposición C, 33 pies (10 m) sobre el nivel del suelo. Conversión de mph a m/s = mph × 0.44704 = m/s.

diseñado y construido micicamente para ser más resistente a la mayoría de los tornados (es decir, EF0-EF2) (Prevatt et al. 2012). Además, publicado Los resultados del simulador de tornado sugieren que las cargas en los edificios pueden ser algo similares a los de los vientos en línea recta siempre que el tornado sea lo suficientemente grande como para engullir el edificio. Con refuerzo apropiado y selección de materiales de construcción y sistemas, se puede reducir el costo de las reparaciones de tornados. Sin embargo, Al diseñar para minimizar el daño del tornado, es importante darse cuenta de que es probable que los escombros arrastrados por el viento causen brechas en el envoltura de construcción. Si se rompe el vidriado exterior, el interior los techos y/o las paredes pueden colapsar por la presión del viento, y el daño por agua es posible.

Si un edificio está diseñado para minimizar el daño de un tornado, es recomendado que también se considerara la posibilidad de incluir un refugio contra tornados que cumpla con ICC 500 o una habitación segura que cumpla con FEMA P-320 (2014) o P-361 (2015) para ocupantes protección. Por ejemplo, si un laboratorio de investigación médica está diseñado para EF3 presiones con el fin de minimizar el daño del edificio, una parte de el edificio también podría diseñarse como un refugio para proporcionar protección de los ocupantes en caso de que la instalación sea golpeada por escombros significativos generados por tornados o vientos de un EF4 o Tornado clasificado EF5.

**Cálculos de la presión del viento del tornado.** Hay varios diferencias en los valores de las variables recomendadas para su uso en cálculos de la presión del viento del tornado en comparación con la normal cálculos de la presión del viento. (Las recomendaciones de cálculo de presión son consistentes con las dadas en FEMA P-361 (2015) e ICC 500). Sin embargo, la metodología y el las ecuaciones son las mismas que se proporcionan en la Sección 26.10.2, ecuación (26.10-1) (para presión de velocidad), Sección 27.3.1, Eq. (27.3-1) (para MWFRS), y la Sección 30.3.2 y Eq. 30.3-1 (para C&C). Ahí son dos métodos presentados en este comentario para el desarrollo de las presiones del viento del tornado. Ambos métodos logran la misma respuesta. El primer método (método extendido) es usar la presión del viento parámetros de cálculo (en las ecuaciones mencionadas anteriormente) modificados para su uso en la determinación de las presiones de los tornados. Debido a que este método requiere algún ajuste a casi todos los parámetros, un segundo método (Método simplificado) que reduce todos los cambios parámetros a un solo multiplicador. El método simplificado está destinado para proporcionar un método simple de contabilidad para varias consideraciones de diseño relacionadas con tornados y para las incertidumbres en tornado presiones causadas por la falta de mediciones de presión de campo y investigación de laboratorio limitada.

A continuación se proporciona una descripción y discusión de esos diferencias que luego se combinan para proporcionar un solo factor, identificado como un Factor Tornado o TF (es decir, el Método Simplificado) que se puede aplicar a los resultados de las presiones calculadas ASCE 7 y cargas de viento para producir cargas de viento de diseño de tornado para un objetivo intensidad del tornado. Los factores TF que se muestran en la Tabla C26.14-4

reflejan una combinación de factores de ajuste para la presión interna, las diferencias entre el factor de ráfaga, la direccionalidad y el coeficiente de presión externa, y la incertidumbre en estos factores de ajuste. Porque los cálculos del diseño original pueden basarse en las exposiciones B, C, o D y las presiones y cargas de diseño del tornado asumen una exposición C o D, el factor TF recomendado es diferente dependiendo sobre si los cálculos originales eran para la categoría de exposición B o para la categoría de exposición C o D. Tenga en cuenta que estos factores se ofrecen como una forma de simplificar la evaluación de los aumentos en cargas causadas por el diseño del tornado, y el diseñador siempre tiene la opción de usar el Método Extendido con los factores revisados en la ecuación de la presión del viento sugerida a continuación para el diseño de Cargas de viento de tornado.

**Método extendido.** Un evento de tornado se considera un último evento de velocidad del viento, por lo que la velocidad del viento de diseño de tornado para la parte superior final del diseño de destino La escala EF se debe utilizar como diseño velocidad del viento. Las velocidades del viento para el diseño de tornados también pueden provenir de ICC 500 o FEMA P-361 (2015). Porque el diseño del tornado la velocidad del viento es una velocidad máxima del viento, se trata igual que la velocidades básicas del viento proporcionadas en la figura 26.5-1 (p. ej., el factor de carga para el diseño de resistencia es 1.0 y las cargas de viento se pueden multiplicar por 0.6 para uso en el diseño de esfuerzos permisibles).

Se recomienda que las presiones siempre se determinen basado en una condición de Exposición C excepto como se indica a continuación, independientemente de la exposición real del sitio. Se anticipa que los vientos del tornado van a crear o al menos parecerse vientos de una condición de terreno de Exposición C. Así, incluso en más entornos suburbanos, la vegetación será triturada y algunos techos será arrancado, creando un terreno más suave que el original. Si la exposición de diseño es D, también se debe utilizar la exposición D para el diseño de tornados.

Se recomienda que el factor de direccionalidad se tome como  $K_d = 1,0$  para un tornado. En la Sección C26.6, lo siguiente describe la razón del factor de direccionalidad: "Este factor explica dos efectos: (1) La probabilidad reducida de vientos máximos provenientes de cualquier dirección dada, y (2) la probabilidad reducida de que se produzca el coeficiente de presión máximo para cualquier dirección del viento". En el juicio del Subcomité de Carga de Viento, se decidió establecer  $K_d = 1.0$  para presiones del viento de los tornados ya que ninguna de las dos condiciones usadas como base para  $K_d = 0.85$  parecía aplicarse. Considerando los vientos rotacionales en un tornado, y la probabilidad de que en al menos una esquina o ventana de un edificio experimentará una dirección coincidente con la peor (GCP) y una dirección máxima o casi máxima velocidad del viento, parece prudente un valor de  $K_d = 1.0$ .

Se recomienda tomar el factor de efecto topográfico como  $K_{zt} = 1.0$ , ya que los efectos topográficos en las velocidades del viento de los tornados no se entienden bien.

El factor de efecto de ráfaga G debe aumentarse de 0,85 a 0,90 para edificios rígidos. El valor AG = 0,90 se deriva del factor de efecto de ráfaga utilizado para edificios rígidos de G = 0,85 sin el 0.925 factor de calibración incorporado dentro de ese valor. Así, por diseño tornado, G = 0.85 × 0.925 = 0.92, o puede ser redondeado hasta 0,90. G = 0.90 debería ser el factor de efecto de ráfaga mínimo usado.

Las cargas de componentes y revestimientos (C&C) en ASCE 7 se basan en (GCP) valores que están asociados con un evento de viento que dura un período de tiempo que con frecuencia se toma como una hora. Más los tornados se mueven con una velocidad de traslación que limita los vientos más fuertes a una cuestión de minutos, si no segundos. En consecuencia, un La reducción en las cargas de C&C parece estar justificada (por ejemplo, Kopp y Morrison 2011). Dada la limitada cantidad de investigaciones que se ha realizado sobre presiones de viento en simuladores de tornado, la El juicio del Subcomité de carga de viento es limitar la reducción a 10% hasta que haya más información disponible.

Se recomienda que el coeficiente de presión interna sea tomado como  $(GC_{pi}) = \pm 0.55$ . Una ruptura de la envolvente del edificio es probable durante un tornado, lo que aumentará significativamente la presión interna inducida por el viento en el edificio mientras ayuda a promover la igualación de la caída de presión atmosférica en el vórtice si pasa por encima del edificio. De los cambios en los criterios de diseño anotado anteriormente, la presión de velocidad  $q$  para la presión del tornado es

$$q=0.00256KdKzKztKeV2 \quad (C26.14-1)$$

que se reduce a  $0.00256KzV2$ , donde  $V2$  se selecciona de la clasificación EF seleccionada para el diseño y  $Kz$  se basa en la exposición C o D según sea apropiado.

Dada la naturaleza del perfil del viento en un tornado, es recomendado que  $q$  se determine a la altura media del techo,  $h$ , y que  $qh$  se use a lo largo de los cálculos de presión como el valor de la presión de velocidad,  $q$ .

Para la presión MWFRS, entonces

$$p= qh GC_p \ddot{\gamma} (\pm 0.55) \quad (C26.14-2)$$

donde

$G = 0,90$  o superior según lo determinado por los métodos actuales, y  $Cp$  = coeficiente de presión externa encontrado por los métodos de dirección de corriente del Capítulo 27.

Para presiones C&C,

$$p=qh\frac{1}{2}(0.9 \times (GC_p)) \ddot{\gamma} (\pm 0.55) \quad (C26.14-3)$$

donde  $(GC_p)$  es el coeficiente de presión externa para C&C encontrado por los métodos actuales.

En resumen, las presiones y cargas de viento de diseño de tornado recomendadas para los elementos MWFRS y C&C deben ser calculado usando lo siguiente:

$V$  = extremo superior del rango de velocidad del viento para el objetivo EF escala o la velocidad de ICC 500 o FEMA P-361 (2015) (Nota: La escala EF no proporciona una velocidad del viento límite superior para tornados con clasificación EF5. Al diseñar para tornados con clasificación EF5, las velocidades del viento de diseño que se muestran en la Fig. C26.14-2 son velocidades límite superiores razonables.);

$Kz$  = coeficiente de exposición a la presión de velocidad evaluado a la altura media del techo para Exposición C o D como apropiado;

$Kd = 1,0$ ;

$Kzt = 1,0$ ;

$Ke = 1,0$  o valor de la Tabla 26.9-1;

$(GC_{pi}) = \pm 0,55$ ;

$G(MWFRS) = 0,9$  o superior si procede de la corriente métodos;

$Cp(MWFRS)$  = valores ASCE 7 según el Capítulo 27 y direccional análisis; y

$(GC_p)(C&C)$  = valores ASCE 7 para la zona apropiada.

Debe reconocerse que existe una gran incertidumbre cuando se trata del desarrollo y justificación del tornado. Cargas de viento de diseño. Sin embargo, también es importante reconocer que la escala EF para tornados es esencialmente una escala de daño basada en una serie de indicadores de daño (DI) y grados de daño (DOD). Las opiniones de los expertos que se utilizaron para establecer el viento velocidades asociadas con los DI y DOD fueron al menos parcialmente formado por observaciones de daños en huracanes donde hubo un mayor grado de confianza en la velocidad del viento que en los tornados. En consecuencia, los cambios en las cargas de viento basados en la presión estática dejar caer las estimaciones en medio de los tornados probablemente no sea

justificado. Sin embargo, a la inversa, las observaciones de cambios estructurales dramáticos Las fallas en los huracanes casi siempre van acompañadas de observaciones de ruptura de la envolvente del edificio que habría producido presiones internas significativas sobre el edificio o una parte de el edificio. Debido a que las brechas en la envolvente del edificio son muy probable en tornados debido a la cantidad de escombros en la circulación y es probable que no haya tiempo suficiente para proteger aberturas a menos que se utilice un sistema pasivo (que a su vez podría reducir la oportunidad de equalización de presión), es prudente diseño para alguna medida de presurización interna adicional. Esto se hace ajustando el coeficiente de presión interna a  $\pm 0,55$ .

Método simplificado. Se llevaron a cabo una serie de cálculos para estimar el efecto de las diversas recomendaciones de diseño de tornados descritas anteriormente. Estos cálculos se muestran en

Tabla C26.14-3, que ilustra comparaciones cuantitativas de Presiones MWFRS derivadas de ASCE 7-10 y estimadas presiones inducidas por tornados clasificados EF0-EF4. Los cálculos se basan en un edificio cerrado de 30 pies por 30 pies con un techo medio altura de 22 pies y un ángulo de techo a dos aguas de  $35^\circ$  ubicado en Exposición C, cuál es el tamaño del edificio y la exposición utilizada en la investigación a escala hasta un edificio de tamaño completo (Haan et al. 2010). El tornado los cálculos asumen condiciones parcialmente cerradas (causadas por vidrios rotos) y un Factor Tornado (TF) basado en tornado consideraciones de diseño descritas en esta sección. Basado en estos cálculos del aumento de las presiones de los tornados en ambos paredes y techos, se concluyó que el uso de simples solas podrían aplicarse factores a las cargas de viento de diseño calculadas utilizando procedimientos y ecuaciones normales de ASCE 7 para edificios cerrados como una forma razonable para que los diseñadores aborden el diseño de tornados para sus clientes que querían evaluar opciones y proporcionar una medida de reducción de daños por tornados.

Los factores C&C TF se basan de forma conservadora en el campo zonas de techos y paredes. Estos factores simples y singulares (TF factores) se resumen en la Tabla C26.14-4 y se ilustran en ecuación (C26.14-4).

Tenga en cuenta que estos ajustes se pueden aplicar a cualquier estado límite las cargas de diseño "últimas" o a las presiones de diseño de esfuerzos permisibles o cargas calculadas para que el edificio llegue al diseño tornado presiones o cargas.

La aplicación de estos factores TF de la Tabla C26.14-4 sigue:

$$p=qi(GC_p \ddot{\gamma} (GC_{pi})) \times TF \quad (C26.14-4)$$

donde se determina la porción  $qi(GC_p \ddot{\gamma} (GC_{pi}))$  de la ecuación utilizando el actual ASCE 7 Capítulo 27 procedimiento direccional para

Tabla C26.14-3 Comparaciones de presión MWFRS – Línea recta  
Viento contra Tornado

	Viento Velocidad	Levantamiento de techo Presión	Negativo de pared Presión
ASCE 7-16	115 mph	psf -30	-22
ASCE 7-16	120	-33	-24
ASCE 7-16	180	-74	-55
ASCE 7-16	190	-82	-61
EF0 (extremo superior del rango)	85	-27	-22
EF1 (extremo superior del rango)	110	-45	-37
EF2 (extremo superior del rango)	135	-68	-55
EF3 (extremo superior del rango)	165	-102	-82
EF4 (extremo superior del rango)	200	-150	-120

Nota: Conversión de mph a  $m/s = mph \times 0,44704 = m/s$ ; Conversión de psf a  $kN/m^2$ : libras por pie cuadrado  $\times 0,0479 kN/m^2$

Tabla C26.14-4 Aumentos en las cargas de diseño para abordar el tornado

Riesgos usando los factores de tornado recomendados

Clasificación de caja original	Cargando	Original Exposición B	Original Exposición C o D
Edificios parcialmente cerrados MWFRS		1.8 C&C	1.2 1.6
Edificios cerrados	MWFRS	2.5	1.6
	C&C	2.1	1.5

<sup>a</sup> Los factores de tornado que se utilizarán para aumentar las cargas de diseño en elementos de Los edificios cerrados se basan en los efectos de las altas presiones internas. Elevado Las presiones internas tienen un efecto mucho mayor en los elementos que típicamente reciben menos viento, por lo que el efecto neto de estos factores de aumento suele ser mucho más alto que la que resultaría si el edificio estuviera diseñado para el tornado específico cargas o si los factores de tornado para edificios parcialmente cerrados se usaron con diseños de edificios parcialmente cerrados.

edificios cerrados. La velocidad del viento utilizada en la Ec. (C26.14-4) a determine q es la velocidad del viento de diseño seleccionada para el tornado diseño. Alternativamente, el diseñador puede calcular las presiones del viento tanto para MWFRS como para C&C usando las velocidades de viento de diseño de ASCE 7, Fig. 26.5-1A, B, C o D, o Fig. 26.5-2A, B, C o D (<http://windspeed.atcouncil.org/>), luego escalar las presiones para diseño de tornado de la siguiente manera:

$$p = q(GCp \bar{y}(GCpi)) \times (V_{tornado} \bar{y} V_{diseño})^{2 \times TF}$$

donde  $V_{tornado}$  es la velocidad del viento del tornado seleccionada que se utilizará para este diseño de tornado y los factores TF son de la Tabla C16.14-4.

Ejemplo.

Descripción del edificio

Dimensiones del edificio: 30 pies × 60 pies

Altura media del techo = 40 pies

El edificio está ubicado en Des Moines, Iowa, y es un edificio comercial liviano de dos pisos con techo plano. El primario

el uso del edificio es el almacenamiento del servidor de la computadora. El edificio se encuentra en un parque de oficinas comerciales; la exposición supuesta es B.

El propietario ha decidido que le gustaría que el edificio fuera diseñado para un tornado EF2. El extremo superior del tornado EF2 la escala es de 135 mph. La velocidad del viento ASCE 7 para la categoría de riesgo II edificios en esta ubicación es de 110 mph.

Determine las diferencias en las presiones de la pared y el techo (ambas MWFRS y C&C) para un diseño de tornado para 135 mph en comparación a las presiones de diseño usando velocidades de viento mapeadas ASCE 7.

Determinación de la presión del viento del tornado usando el Extended Método

Velocidad del viento  $V = 135$  mph;  
 Altura media del techo  $h = 40$  pies;  
 $Kd = 1.0$ ;  
 $Kzt = 1.0$ ;  
 $Kz = 1.04$  (tomado con exposición C y 40 pies);  
 Presión de velocidad  $q = 0.00256KzKztKdV^2 = 0.00256 \times 1.04 \times 1.0 \times 1.0 \times 135^2 = 48.7$  libras por pie cuadrado; y  
 $G = 0.9$ .

Para el MWFRS:  $p = q(GCp \bar{y}(GCpi))$   
 La Tabla C26.14-5 muestra los cálculos para las presiones de viento MWFRS del Método Extendido.

Determinación de la presión del viento del tornado usando el Single TF Método factorial

Velocidad del viento  $V = 135$  mi/h;  
 Altura media del techo  $h = 40$  pies;  
 $Kd = 0.85$ ;  
 $Kzt = 1.0$ ;  
 $Kz = 0.76$  (tomado en Exposición B y 40 pies);  
 Presión de velocidad  $q = 0.00256KzKztKdV^2 = 0.00256 \times 0.76 \times 1.0 \times 0.85 \times 135^2 = 30.2$  libras por pie cuadrado; y  $G = 0.85$ .  
 Para el MWFRS:  $p = q(GCp \bar{y}(GCpi))$   
 donde (GCpi) es para una condición cerrada y por lo tanto = ±0.18.  
 La Tabla C26.14-6 muestra las presiones de viento MWFRS usando ASCE 7 parámetros La Tabla C26.14-7 muestra las presiones del viento MWFRS comparación: métodos extendidos versus de un solo factor.

Multiplicando por el factor MWFRS TF para un B original exposición = 2,5 (de la Tabla C26.14-8).

Alternativamente, las velocidades del viento se pueden escalar de acuerdo con la ecuación (C26.14-5), donde  $V_{tornado}$  es el viento de diseño de tornado velocidad (135 mph en este ejemplo) y  $V_{design}$  es el ASCE 7 mapeado velocidad del viento para la ubicación (110 mph en este ejemplo).

Las presiones del viento p se desarrollan usando el diseño ASCE 7 la velocidad del viento y los parámetros ASCE 7:

$$(V_{tornado} \bar{y} V_{diseño})^{2 \times (135 \bar{y} 110)2} = 1.51$$

Los resultados con este método se muestran en la Tabla C26.14-8.

Ruta de carga. Es necesario tomar las presiones a través del caminos de carga apropiados para que las conexiones entre el edificio Se pueden diseñar elementos. Las rutas de carga más importantes indicadas por las observaciones de daños son la conexión del techo a la pared, la conexión de la pared al piso, la conexión del piso a los cimientos, cualquier conexión entre pisos y la conexión entre las paredes exteriores en las esquinas. además del exterior

Tabla C26.14-5 Problema de ejemplo MWFRS Presiones de viento del método extendido

	q (psf)	CP	±(GCpi)	Presiones con $\bar{y}(GCpi)$	Presiones con $\bar{y}(GCpi)$
<b>MWFRS: Paredes</b>					
Barlovento	48.7	þ0.8	±0.55	61.8	8.3
Sotavento	48.7	LýB=0.5, -0.5	±0.55	4.9	þ48.7
		LýB=2.0, -0.3		13.6	þ39.9
Paredes laterales	48.7	þ0.7	±0.55	þ3.9	þ57.5
<b>MWFRS: Techo</b>					
Viento perpendicular al lado de 30 pies	48.7	hýL=0.67 0– h, þ0.9 h ý 2h, -0.5	±0.55	þ12.7 4.9	þ66.2 þ48.7
Viento perpendicular al lado de 60 pies	48.7	hýL=1.33 0– hý2, þ1.3 >hý2, þ0.7	±0.55	þ30.2 þ3.9	þ83.7 þ57.5

Tabla C26.14-6 Problema de ejemplo MWFRS Presiones de viento usando parámetros ASCE 7

	q (psf)	CP	$\pm(GCpi)$	Presiones con $\bar{y}(GCpi)$	Presiones con $b(GCpi)$
<b>MWFRS: Paredes</b>					
Barlovento (a la altura media del techo)	30.2	$b0.8$	$\pm0.18$	25,9	15.1
Sotavento	30.2	$L\bar{y}B=0.5, -0.5$	$\pm0.18$	-7,4	-18,2
		$L\bar{y}B=2.0, -0.3 -0.7$		-2,3	-13,1
Paredes laterales	30.2		$\pm0.18$	-12,5	-23,4
<b>MWFRS: Techo</b>					
Viento perpendicular al lado de 30 pies	30.2	$h\bar{y}L=0.67 0-$ $h, -0.9 h \bar{y}$ 2h, -0.5	$\pm0.18$	-17,6 -7,4	-28,5 -18,2
Viento perpendicular al lado de 60 pies	30.2	$h\bar{y}L=1.33 0-$ $h\bar{y}2, -1.3$ $>h\bar{y}2, -0.7$	$\pm0.18$	-27,9 -12,5	-38,7 -23,4

Tabla C26.14-7 Problema de ejemplo MWFRS Comparación de presiones de viento: métodos extendidos versus métodos de un solo factor

	Tornado Factor	Condición cerrada ASCE 7		Método extendido Tornado		Proporción de los más grandes Presiones
		Presiones con $\bar{y}(GCpi)$	Presiones con $+GCpi$	Presiones con $\bar{y}(GCpi)$	Presiones con $+GCpi$	
<b>MWFRS: Paredes</b>						
Barlovento (a la altura media del techo)	2,5	$25,9 \times 2,5=64,9 -$	$15,1 \times 2,5=37,7 -$	61,8	8,3	1.05
Sotavento (mayores presiones)	2,5	$7,4 \times 2,5=-18,5 -12,5$	$18,2 \times 2,5=-45,6 -23,4$	4,9	-48,7	0.94
Paredes laterales	2,5	$\times 2,5=-31,3$	$\times 2,5=-58,4$	-3,9	-57,5	1.02
<b>MWFRS: Techo</b>						
Viento perpendicular al lado de 30 pies (mayores presiones)	2,5	$-17,6 \times 2,5=-44,1$	$-28,5 \times 2,5=-71,3$	-12,7	-66,2	1.08
Viento perpendicular al lado de 60 pies (mayores presiones)	2,5	$-27,9 \times 2,5=-69,8$	$\bar{y}38,8 \times 2,5=\bar{y} 96,9$	-30,2	-83,7	1.16

Tabla C26.14-8 Problema de ejemplo MWFRS Comparación de presiones de viento: Métodos extendidos versus de factor único con Velocidades del viento factorizadas

	Diseño ASCE 7		ASCE 7 Velocidad del viento de diseño $\times$ Corrección $\times$ TF	Tornado extendido Método		Proporción de los más grandes Presiones: Solo Factor/Extendido		
	Velocidad del viento	Presiones con $\bar{y}(GCpi)$		Presiones con $\bar{y}(GCpi)$	Presiones con $+GCpi$			
				Presiones con $\bar{y}(GCpi)$	Presiones con $+GCpi$			
<b>MWFRS: Paredes</b>								
Barlovento (en el techo medio altura)	17.2	10.0	$17,2 \times 2,5 \times 1,51 = 65,0$	$10,0 \times 2,5 \times 1,51 = 37,8$	61,8	8,3	1.05	
Sotavento (mayor presiones)	-4,9	-12,1	$-4,9 \times 2,5 \times 1,51=-18,5 \bar{y} 12,1 \times 2,5 \times 1,51=\bar{y} 45,7$		4,9	-48,7	0,94	
Paredes laterales	-8,3	-15,5	$-8,3 \times 2,5 \times 1,51=-31,4 -15,5 \times 2,5 \times 1,51=-58,6$		-3,9	-57,5	1.02	
<b>MWFRS: Techo</b>								
Viento perpendicular a Lado de 30 pies (más grande presiones)	-11,7	-18,9	$-12,8 \times 2,5 \times 1,51=-44,2 -18,9 \times 2,5 \times 1,51=-71,4$		-12,7	-66,2	1.08	
Viento perpendicular a Lado de 60 pies (más grande presiones)	-18,5	-25,7	$-18,5 \times 2,5 \times 1,51=-69,9 -25,7 \times 2,5 \times 1,51=-97,1$		-30,2	-83,7	1.16	

muros, muros de corte adicionales en el interior del edificio pueden reducir la tendencia del edificio a tambalearse y/o volcarse.

Finalmente, el diseño adecuado de un muro de corte requiere un anclaje apropiado en los extremos de los muros de corte y, a veces, en los extremos de los muros de corte segmentos de pared. Este anclaje es inherente a algunos tipos de

sistemas estructurales como la mampostería reforzada que sigue el requisitos de diseño más recientes, pero deben agregarse explícitamente para otros tipos de sistemas estructurales como el marco de madera.

Si se desea evitar el derrumbe de paredes interiores y/o techos en En el caso de que se rompa el acristalamiento exterior, las cargas en estos interiores

hay que calcular los elementos. La resistencia a fallas puede requerir conexiones adicionales o reforzadas entre la parte superior de las paredes interiores y los sistemas de techo o techo y conexiones entre la parte inferior de las paredes interiores y los sistemas de piso o cimientos.

Las cargas de diseño razonables para usar en el diseño de estos elementos y sus conexiones serían el 80% de las cargas de diseño de la pared exterior.

Aristalamiento Exterior. El daño por vidriado es frecuente durante las [tormentas](#) ([Roueche y Prevatt 2013](#)). Para minimizar la ruptura del vidriado exterior por escombros con clasificación EF0–EF2, especifique el vidriado como ensamblajes que hayan sido diseñados y probados de acuerdo con ASTM E1886, usando el misil de prueba D o preferiblemente E de ASTM E1996. escombros, especifique conjuntos de vidriado que hayan sido probados de acuerdo con AAMA 512, utilizando misiles de prueba proporcionados en ICC 500) o FEMA P-361 ([FEMA 2015](#)).

**Instalaciones Críticas.** Para obtener una guía de diseño para minimizar el daño del edificio a las instalaciones críticas, consulte el Aviso de recuperación de tornados n.º 6. Instalaciones críticas ubicadas en regiones propensas a tornados: recomendaciones para arquitectos e ingenieros ([FEMA 2011](#)) y FEMA P-908 ([FEMA 2012](#)). Este aviso de recuperación de tornado incluye recomendaciones detalladas para tres niveles de mejora para el MWFRS y C&C para minimizar el daño al edificio.

C26.14.5 Continuidad de las operaciones del edificio. Diseñar un edificio para garantizar que permanecerá operativo si lo golpea un tornado con clasificación EF4 o EF5 es costoso. Sin embargo, para aquellas instalaciones como centros de operaciones de emergencia y hospitales donde se desea evitar operaciones interrumpidas, consulte FEMA ([2011](#)) en FEMA P-908 ([FEMA 2012](#)). Este aviso de recuperación de tornado incluye recomendaciones detalladas relacionadas con el MWFRS, la envolvente del edificio, HVAC, agua, alcantarillado y energía de emergencia.

C26.14.6 Torres de comunicaciones trussadas. Las investigaciones de daños han demostrado que los escombros transportados por el viento pueden adherirse a las torres de comunicaciones ([FEMA 2012](#)). Los escombros adheridos, como los paneles metálicos del techo y la cerca de tela metálica con listones de privacidad, pueden aumentar Af , el área de ~~superficie proyectada de la altura de la carga del viento, lo que~~ posible colapso de la torre como resultado. Para minimizar el potencial de colapso, las torres pueden diseñarse para la carga de viento adicional causada por los escombros adheridos.

Cuando se deseé diseñar para escombros adheridos, considere las posibles fuentes de escombros en las cercanías de la torre. Basado en las observaciones de daños de FEMA ([2012](#)), como mínimo, diseñe para 40 pies<sup>2</sup> (3,7 m<sup>2</sup>) de área de superficie proyectada de escombros adheridos ubicados a la mitad de la altura de la torre o 50 pies (15 m), lo que sea más bajo.

## REFERENCIAS

- Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME). (1992). Pilas de acero. STS-1, Nueva York.
- Asociados de Investigación Aplicada, Inc. (2001). Estudio de mitigación de riesgos para el Hawaii Hurricane Relief Fund. Informe ARA 0476, Raleigh, Carolina del Norte.
- Beason, WL, Meyers, GE y James, RW (1984). "Daño de vidrio de ventana relacionado con el huracán en Houston". J. Estructura. Ing. 110(12), 2843–2857.
- Behr, RA y Minor, JE (1994). "Una encuesta sobre el comportamiento del sistema de cristalamiento en edificios de varios pisos durante el huracán Andrew". El diseño estructural de edificios altos. 3, 143–161.
- Bernardini, E., Spence, SMJ y Kareem, A. (2013a). "Un enfoque probabilístico para la estimación de la respuesta completa de edificios altos con modos 3D usando HFFB". Estructura. Saf., 44, 91–101.
- Bernardini, E., Spence, SMJ y Kareem, A. (2013b). "Un enfoque de diseño eficiente basado en el rendimiento para el equilibrio de fuerzas de alta frecuencia". Proc., 11 Int. Conf. on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR 2013, G. Deodatis, B. Ellingwood y D. Frangopol, eds., Taylor & Francis, Londres, 1777–1784.
- Beste, F. y Cermak, JE (1996). "Correlación de las presiones de viento internas y promediadas por área en edificios de poca altura". Proc., 3º Int. Coloquio sobre aerodinámica y aplicaciones de Bluff Body, Instituto Politécnico de Virginia, Blacksburg, VA.
- Centros para el Control y la Prevención de Enfermedades (CDC). Muertes relacionadas con tornados: cinco estados, sureste de los Estados Unidos, 25 al 28 de abril de 2011. Morbidity and Monthly Weekly Report, 20 de julio de 2012, 61(28).
- Chen, X. y Kareem, A. (2004). "Cargas de viento estáticas equivalentes en edificios: Nuevo modelo." J. Estructura. Ing. 130(10), 1425–1435.
- Chock, G., Peterka, J. y Yu, G. (2005). "Factores topográficos de aceleración y direccionalidad del viento para su uso en el código de construcción de la ciudad y el condado de Honolulu". Proc., 10th Americas Conf. en Wind Eng., Louisiana State University, Baton Rouge, LA.
- Cleveland, WS y Devlin, SJ (1988). "Regresión ponderada localmente: un enfoque para el análisis de regresión por ajuste local". Mermelada. Estadística Asociación 83(403): 596–610. Doi:10.2307/2289282.
- Comité Internacional de Cheminées Industrielles (CICIND). (1999). Modelo código para chimeneas de acero, Revisión 1-1999, Zurich.
- Davenport, AG, Grimmond, CSB, Oke, TR y Wieringa, J. (2000). "Estimación de la rugosidad de las ciudades y el campo protegido". Preprint, 12th AMS Conf. Applied Climatol., Sociedad Meteorológica Estadounidense, Boston, 96–99.
- Donelan, MA, Haus, BK, Reul, N., Plant, WJ, Stiassnie, M., Graber, HC, et al. (2004). "Sobre la rugosidad aerodinámica limitante del océano en vientos muy fuertes". Geofísico. Res. Lett., 31, 1–5.
- Durst, CS (1960). "Velocidades del viento en períodos cortos de tiempo". Meteorol, 89, 181–187.
- Ellingwood, B. (1981). "Estadísticas de carga de viento y nieve para pruebas probabilísticas diseño." J. Estructura, división 107(7), 1345–1350.
- Ellingwood, B., MacGregor, JG, Galambos, TV y Cornell, CA (mil novecientos ochenta y dos). "Criterios de carga basados en la probabilidad: factores de carga y combinaciones de carga". J. Estructura. división 108(5), 978–997.
- Unidad de Datos de Ciencias de la Ingeniería (ESDU). (mil novecientos ochenta y dos). Vientos fuertes en la capa límite atmosférica, Parte 1: Velocidad media del viento por hora, ESDU 82026, Londres.
- ESDU. (1990). Características de la turbulencia atmosférica cerca del suelo. Parte II: Datos de punto único para vientos fuertes (atmósfera neutral), ESDU 85020, Londres.
- ESDU. (1993). Vientos fuertes en la capa límite atmosférica, Parte 2: Velocidades de ráfagas discretas, ESDU 83045, Londres.
- Convenio Europeo para Estructuras de Acero (ECCS). (1978). Recomendaciones para el cálculo de los efectos del viento en edificios y estructuras, Comité Técnico T12, Bruselas.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). (2008). Cuartos seguros para tornados y huracanes: Orientación para cuartos seguros comunitarios y residenciales. P-361, Segunda Edición. Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, Washington, DC.
- FEMA. (2009). Protección contra tornados: Selección de áreas de refugio en edificios. P-431. Washington, DC <http://www.fema.gov/media-library/assets/documents/2246>.
- FEMA. (2011). Instalaciones críticas ubicadas en regiones propensas a tornados: Recomendaciones para arquitectos e ingenieros, Tornado Recovery Advisory 6 (RA6), Washington, DC <http://www.fema.gov/media-library/assets/documents/25810>.
- FEMA. (2012). Informe del equipo de evaluación de mitigación: tornados de primavera de 2011: 25 al 28 de abril y 22 de mayo; Observaciones de desempeño del edificio, recomendaciones y orientación técnica. P-908. Washington, DC <http://www.fema.gov/media-library/assets/documents/25810>.
- FEMA. (2014). Refugiarse de la tormenta: construir una habitación segura para su hogar o pequeña empresa. P-320. Washington, DC <http://www.fema.gov/media-library/assets/documents/2009>.
- FEMA. (2015). Cuartos seguros para tornados y huracanes: Orientación para cuartos seguros comunitarios y residenciales. P-361, Tercera Edición. Washington, DC <https://www.fema.gov/media-library/assets/documents/3140>.
- Goel, RK y Chopra, AK (1997). "Fórmulas de época para edificios de marcos resistentes a momentos". J. Estructura. Ing. 123(11), 1454–1461.
- Goel, RK y Chopra, AK (1998). "Fórmulas de época para edificios de muros de corte de hormigón". J. Estructura. Ing. 124(4), 426–433.
- Gurley, K. y Kareem, A. (1993). "Factores de carga de ráfagas para plataformas de patas de tensión". aplicación Ocean Res, 15(3), 137–154.
- Haan, FL, Jr., Balaramudu, VK y Sarkar, PP (2010) "Cargas de viento inducidas por tornados en un edificio de poca altura". J. Estructura. Ing. 136(1), 106–116.
- Harris, RI y Deaves, DM (1981). "La estructura de los vientos fuertes". Proc., CIRIA Conf. Ing. de viento en los años ochenta, Asociación de Información e Investigación de la Industria de la Construcción, Londres.
- Ho, E. (1992). "Variabilidad de los terrenos con poco viento para construir". Doctor. tesis, Univ. del oeste de Ontario, Londres, ON.

- Organización Internacional de Normalización (ISO). (1997). "Acciones del viento sobre estructuras". ISO 4354, Ginebra.
- Irwin, Pensilvania (1987). "Técnicas de modelos de presión para cargas de revestimiento". J. Ing. Eólico. industria Aerodin. 29, 69–78.
- Irwin, Pensilvania (2006). "Categorías de exposición y transiciones para viento de diseño cargas." J. Estructura. Ing. 132(11), 1755–1763.
- Irwin, PA y Dunn, GE (1994). "Revisión de presiones internas en edificios de baja altura". Informe RWDI 93-270 para el Canadian Sheet Building Institute, 23 de febrero.
- Ilyumov, N., Ho, E. y Case, P. (2013). "Influencia de la direccionalidad del viento en las cargas y respuestas del viento", Proc., 12th Americas Conf. Wind Eng., D. Reed y A Jain, eds.
- Jackson, PS y Hunt, JCR (1975). "Flujo de viento turbulento sobre una baja colina." Cuarto de galón. J. Real Meteorol. Soc. 101, 929–955.
- Jung, S. y Masters, FJ (2013). "Caracterización de la turbulencia del viento en la capa límite suburbana y abierta en el huracán Ike de 2008", Wind Struct. 17, 135–162.
- Kareem, A. (1985). "Movimiento lateral-torsional de edificios altos". J. Estructura. Ing. 111(11), 2479–2496.
- Kareem, A. (1986). "Comportamiento del revestimiento en el huracán Alicia". J. Estructura. Ing. 112(12), 2679–2693.
- Kareem, A. (1992). "Respuesta dinámica de edificios de gran altura al estocástico cargas de viento." J. Ing. Eólico. industria Aerodin. 41–44.
- Kareem, A., Kwon, DK y Tamura, Y. (2012). "Análisis, modelado y simulación cibernéticos de los efectos de la carga del viento en los vientos VORTEX", Proc., 3rd American Assn. Ing. de viento Taller, Hyannis, MA, del 12 al 14 de agosto.
- Kijewski-Correa, T., Kareem, A., Guo, YL, Bashor, R. y Weigand, T. (2013). "Rendimiento de edificios altos en zonas urbanas: lecciones aprendidas de una década de monitoreo a gran escala". En t. J. Edificios de gran altura. 2(3), 179–192.
- Kopp, GA y Morrison, MJ (2011). Discusión de "Cargas de viento inducidas por tornados en edificios de poca altura" por FL Haan, VK Balaramudu y PP Sarkar, J. Struct. Ing. 137, 1620–1622.
- Kwon, D.-K. y Kareem, A. (2013). "Estudio comparativo de los principales códigos y estándares internacionales de viento para los efectos del viento en edificios altos". Ing. Estructura. 51, 23–25.
- Kwon, D.-K., Kijewski-Correa, T. y Kareem, A. (2008). "e-Análisis de edificios de gran altura sometidos a cargas de viento". J. Estructura. Ing. 133(7), 1139–1153.
- Lemelin, DR, Surry, D. y Davenport, AG (1988). "Aproximaciones simples para la aceleración del viento sobre colinas". J. Ing. Eólico. industria Aerodin. 28, 117–127.
- Lettau, H. (1969). "Nota sobre la descripción del elemento de rugosidad aerodinámica." Aplicación J. Meteorol. 8, 828–832.
- Lombardo, F., Pintar, A., Vickery, PJ, Simiu, E. y Levitan, M. (2016). Desarrollo de nuevos mapas de velocidad del viento para ASCE 7–16. Publicación especial del NIST. En la preparación de.
- McDonald, JR y Mehta, KC (2006). Una recomendación para una Escala Fujita mejorada (EFScale), Centro de Ingeniería y Ciencia del Viento, Universidad Tecnológica de Texas, Lubbock, TX. <http://www.depts.ttu.edu/nwi/Pubs/FScale/EFScale.pdf>.
- Means, B., Reinhold, TA y Perry, DC (1996). "Cargas de viento para edificios de baja altura en escarpes". En Construyendo una comunidad internacional de ingenieros estructurales, SK Ghosh y J. Mohammadi, eds., ASCE, Reston, VA, 1045–1052.
- Mehta, KC y Marshall, RD (1998). Guía para el uso de las disposiciones de carga de viento de ASCE 7-95, ASCE, Reston, VA.
- Mehta, KC, McDonald, JR y Minor, JE (1976). "Análisis de la velocidad del viento de los tornados del 3 al 4 de abril de 1974". J. Estructura. división 102(9), 1709–1724.
- Menor, JE (1982). "Tecnología Tornado y práctica profesional". J. Estructura. división 108(11), 2411–2422.
- Menor, JE (1985). "Rendimiento de los cristales de las ventanas y efectos de huracanes". En Hurricane Alicia: Un año después, A. Kareem, ed., ASCE, Reston, VA, 151–167.
- Menor, JE (1994). "Escombros arrastrados por el viento y la envolvente del edificio". J. Ing. Eólico. industria Aerodyn., 53, 207–227.
- Minor, JE y Behr, RA (1993). "Mejorando el rendimiento del acristalamiento arquitectónico en huracanes". En Huracanes de 1992: Lecciones aprendidas e implicaciones para el futuro, ASCE, Reston, VA, 476–485.
- Minor, JE, McDonald, JR y Mehta, KC (1977). "El tornado: una perspectiva orientada a la ingeniería". TM ERL NSSL-82, Administración Nacional Oceánica y Atmósfera, Laboratorios de Investigación Ambiental, Boulder, CO. Una reimpresión de 1993 está disponible a través del NTIS como PB93148435. <http://www.depts.ttu.edu/nwi/Pubs/Reports/The%20Tornado.pdf>.
- Mishra, AR, James, D. J y Letchford, CW (2008). "Simulación física de un vórtice similar a un tornado de 4 celdas. Parte A, JWEIA 96, 1243–1251; Parte B, JWEIA 96, 1258–1272.
- Base de datos de cargas aerodinámicas de NatHaz (NALD). (2012). "Base de datos de cargas aerodinámicas de NatHaz, versión 2." <http://aerodata.ce.nd.edu/>.
- Centro Nacional de Huracanes (NHC). (2015). Escala de vientos huracanados Saffir-Simpson , Centro Nacional de Huracanes.<http://www.nhc.noaa.gov/aboutshws.php>.
- Peterka, JA y Shahid, S. (1998). "Velocidades de ráfagas de viento de diseño en los Estados Unidos Estados." J. Estructura. Ing. 124(2), 207–214.
- Pickands, Jaime III. (1971). "El proceso de Poisson bidimensional y los procesos extremos". Aplicación J. problema 8(4) 745–756. Doi: [10.2307/3212238](https://doi.org/10.2307/3212238).
- Pintar, A., Simiu, E., Lombardo, F. y Levitan, M. (2015). Mapas de velocidades del viento que no son de huracanes ni de tornados con intervalos de recurrencia medios especificados para los estados unidos contiguos utilizando un modelo bidimensional de valor extremo del proceso de Poisson y regresión local. Publicación especial NIST 500-301, Instituto Nacional de Estándares y Tecnología <http://dx.doi.org/10.6028/NIST.SP.500-301>.
- Powell, MD (1980). "Evaluaciones de modelos de capa límite marinos de diagnóstico aplicados a huracanes". Monthly Weather Rev., 108(6), 757–766.
- Powell, MD, Vickery, PJ y Reinhold, TA (2003). "Coeficientes de arrastre reducidos para velocidades de viento altas en ciclones tropicales". Naturaleza, 422, 279–283.
- Prevatt, DO, van de Lindt, JW, Back, EW, Graettinger, AJ, Shiling, P y Coulbourne, W, et al. (2012). "Defiendo el caso para mejorar el diseño estructural: brotes de tornados de 2011". Dirección de Liderazgo Ing. 12(4), 254–270.
- Ramsdell, JV y Rishel, JP (2007). Climatología de tornados de los Estados Unidos contiguos, Comisión Reguladora Nuclear de EE. UU., NUREG/CR-4461, Rev 2, Washington, DC. <http://pbadupws.nrc.gov/docs/ML0708/ML070810400.pdf> Reinhold, TA, ed. (mil novecientos ochenta y dos). "Modelado de túnel de viento para aplicaciones de ingeniería civil". En Proc., Int. Taller sobre criterios y técnicas de modelado de túneles de viento en aplicaciones de ingeniería civil, Cambridge University Press, Gaithersburg, MD.
- Roueche, DB y Prevatt, DO (2013). "Patrones de daños residenciales después de los tornados de Tuscaloosa, AL y Joplin, MO de 2011". Revista de Investigación de Desastres, 8(6), 1061–1067.
- Satake, N., Suda, K., Arakawa, T., Sasaki, A. y Tamura, Y. (2003). "Evaluación de amortiguamiento utilizando datos a gran escala de edificios en Japón". J. Estructura. Eng., 129(4), 470–477.
- Simiu, Emil. (2011). Diseño de edificios para viento: una guía para usuarios estándar ASCE 7-10 y diseñadores de estructuras especiales, 2.ª ed., John Wiley and Sons, Inc.
- Simiu, E. y Scanlan, RH (1996). Efectos del viento en las estructuras, 3.ª ed., John Wiley & Sons, Nueva York.
- Simiu, E., Vickery, P. y Kareem, A. (2007). "Relación entre las velocidades del viento en la escala de huracanes de Saffir Simpson y las velocidades máximas de ráfagas de 3 s sobre terreno abierto", J. Struct. Eng., 133(7), 1043–1045.
- Smith, Richard L. (1989). "Análisis de valores extremos de series de tiempo ambientales: una aplicación para la detección de tendencias en el ozono a nivel del suelo". Ciencia Estadística, 4(4): 367–77.
- Solari, G. (1993a). "Bofeteo de ráfagas. I: Velocidad máxima del viento y equivalente presión." J. Estructura. Eng., 119(2), 365–382.
- Solari, G. (1993b). "Bofeteo de ráfagas. II: respuesta dinámica a lo largo del viento". J. Estructura. Eng., 119(2), 383–398.
- Solari, G. y Kareem, A. (1998). "Sobre la formulación del factor de efecto de ráfaga ASCE 7-95". J. Ing. Eólico. industria Aerodyn., vols. 77–78, 673–684.
- Spence, S. y Kareem, A. "Edificios altos y amortiguación: un modelo basado en datos basado en conceptos". J. Estructura. Ing., ASCE, vol. 140, No. 5, 2014 Normas de Australia. (1994). "Diseño de torres y mástiles de celosía de acero". AS3995-1994, Normas de Australia, North Sydney, Australia.
- Stathopoulos, T., Surry, D. y Davenport, AG (1979). "Presiones internas inducidas por el viento en edificios bajos". En Proc., 5º Int. Conf. sobre ingeniería eólica, JE Cermak, ed. Universidad Estatal de Colorado, Fort Collins, CO.
- Stubbs, N. y Perry, DC (1993). "Ingeniería de la envolvente del edificio: Hacer o no hacer". En Huracanes de 1992: Lecciones aprendidas e implicaciones para el futuro, RA Cook y M. Sotani, eds., ASCE Press, Reston, VA, 10–30.
- Surry, D., Kitchen, RB y Davenport, AG (1977). "Efectividad de diseño de estudios de túnel de viento para edificios de altura intermedia". Poder. J. Civ. Eng., 4(1), 96–116.
- Twisdale, LA, Vickery, PJ y Steckley, AC (1996). Análisis del riesgo de impacto de escombros arrastrados por el viento de huracanes para estructuras residenciales, State Farm Mutual Automobile Insurance Companies, Bloomington, IL.
- Comisión Reguladora Nuclear de EE. UU. (NRC). (2011). Base técnica para la orientación reglamentaria sobre la velocidad de los vientos huracanados en la base de diseño para las plantas de energía nuclear (NUREG/CR-7005). Comisión Reguladora Nuclear de EE. UU., Washington, DC.

- van de Lindt, J., Pei, S., Prevatt, D., Dao, T., Coulbourne, W., Graettinger, A. y Gupta, R. (2012). "Filosofía de diseño de doble objetivo para la ingeniería de tornados" en el Congreso de estructuras de 2012, Sociedad Estadounidense de Ingeniería Civil, Reston, VA., 965–976 Vickery, BJ y Bloxham, C. (1992). "Dinámica de presión interna con una apertura dominante". *J. Ing. Eólico. industria Aerodyn.*, 41–44, 193–204.
- Vickery, PJ y Skerlj, PF (2005). "Factores de ráfagas de huracanes revisados". *J. Estructura. Eng.*, 131(5), 825–832.
- Vickery, PJ y Wadhena, D. (2008a). "Desarrollo de mapas de velocidad de viento de diseño para el Caribe para su aplicación con las disposiciones de carga de viento de ASCE 7. Informe ARA 18108-1 preparado para la Organización Panamericana de la Salud, Oficina Regional para las Américas, Organización Mundial de la Salud, Programa de Manejo de Desastres, Washington, CORRIENTE CONTINUA.
- Vickery, PJ y Wadhena, D. (2008b). "Modelos estadísticos del parámetro del perfil de presión de Holanda y el radio de los vientos máximos de los huracanes a partir de la presión del nivel de vuelo y los datos del viento H". Aplicación J. Meteorol., 47, 2497–2517.
- Vickery, PJ, Skerlj, PF, Steckley, AC y Twisdale, LA (2000). "Modelo de campo de viento de huracanes para usar en simulaciones de huracanes". *J. Estructura. Eng.*, 126(10), 1203–1221.
- Vickery, PJ, Wadhena, D., Galsworthy, J., Peterka, JA, Irwin, PA y Griffis, LA (2010). "Velocidades máximas de ráfagas de viento de diseño de carga de viento en los Estados Unidos para su uso en ASCE-7". *J. Estructura. Eng.*, 136, 613–625.
- Vickery, PJ, Wadhena, D., Powell, MD y Chen, Y. (2009a). "Una capa límite de huracanes y un modelo de campo de viento para usar en aplicaciones de ingeniería". Aplicación J. Meteorología, 48, 381–405.
- Vickery, PJ, Wadhena, D., Twisdale, LA, Jr. y Lavelle, FM (2009b). "Riesgo e incertidumbre de la velocidad del viento de un huracán en EE. UU.". *J. Estructura. Eng.*, 135(3), 301–320.
- Walmsley, JL, Taylor, PA y Keith, T. (1986). "Un modelo simple de flujo de capa límite estratificado neutralmente sobre un terreno complejo con modulaciones de rugosidad de la superficie". *Meteorol. de capa límite*, 36, 157–186.
- Wen, Y.-K. y Chu, S.-L. (1973). "Riesgos de tornados y velocidad del viento de diseño". *J. Estructura. División*, 99(12), 2409–2421.
- Wieringa, J., Davenport, AG, Grimmond, CSB y Oke, TR (2001). "Nueva revisión de la clasificación de rugosidad de Davenport". [www.kcl.ac.uk/ip/suegrimmond/publishedpapers/DavenportRoughness2.pdf](http://www.kcl.ac.uk/ip/suegrimmond/publishedpapers/DavenportRoughness2.pdf) ý (7 de enero de 2008).
- Wyatt, TA (1984). "Sensibilidad de torres de celosía a la fatiga inducida por ráfagas de viento". *Ing. Struct.*, 6, 262–267.
- Yeatts, BB y Mehta, KC (1993). "Estudio de campo de las presiones internas". En Proc., 7th US Nat. Conf. en Ingeniería Eólica, 2, 889–897.
- Zhou, Y. y Kareem, A. (2001a). "Factor de carga de ráfagas: nuevo modelo". *J. Estructura. Eng.*, 127(2), 168–175.
- Zhou, Y. y Kareem, A. (2001b). "Fuerzas laterales estáticas equivalentes en edificios bajo efectos sísmicos y de viento". *J. Wind Eng.*, 89, 605–608.
- Zhou, Y., Kijewski, T. y Kareem, A. (2002). "Efectos de carga del viento a lo largo de edificios altos: estudio comparativo de los principales códigos y estándares internacionales". *J. Estructura. Eng.*, 128(6), 788–796.
- OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)**
- ASCE. (1987). "Estudios de modelos de túneles de viento de edificios y estructuras". Manuales e informes de práctica de ingeniería de ASCE No. 67, Reston, VA.
- ASTM Internacional. (2006). "Especificación estándar para revestimiento rígido de poli(cloruro de vinilo) (PVC)". ASTM D3679-06a, West Conshohocken, Pensilvania.
- ASTM. (2007). "Método de prueba estándar para la resistencia al viento de tejas de asfalto selladas (método de fuerza de elevación/resistencia a la elevación)". ASTM D7158-07, West Conshohocken, Pensilvania.
- Cook, N. (1985). La guía del diseñador para la carga de viento en estructuras de edificios, Parte I: Antecedentes, estudio de daños, datos de viento y clasificación estructural. Building Research Establishment y Butterworths, Londres.
- Agencia de Preparación Civil de Defensa. (1975). "Pautas provisionales para la protección de los ocupantes de edificios contra tornados y vientos extremos". TR-83A, Superintendente de Documentos, Imprenta del Gobierno de EE. UU., Washington, DC.
- Georgiou, PN (1985). "Velocidades de viento de diseño en regiones de ciclones tropicales". Tesis doctoral, Universidad de Western Ontario, London, Ontario, Canadá.
- Georgiou, PN, Davenport, AG y Vickery, BJ (1983). "Velocidades de viento de diseño en regiones dominadas por ciclones tropicales". *J. Ing. Eólico. industria Aerodyn.*, 13, 139–152.
- Holmes, JD (2001). Cargas de viento en estructuras, SPON Press/Taylor & Francis, Nueva York.
- Isyumov, N. (1982). "El modelado aeroelástico de edificios altos." En Proc., Int. Taller sobre Criterios y Técnicas de Modelado de Túneles de Viento en Obra Civil
- Aplicaciones de ingeniería, T. Reinhold, ed., Cambridge University Press, Nueva York, 373–407.
- Jeary, AP y Ellis, BR (1983). "Sobre la predicción de la respuesta de los edificios altos a la excitación del viento". *J. Ing. Eólico. industria Aerodyn.*, 13, 173–182.
- Kala, S., Stathopoulos, T. y Kumar, K. (2008). "Cargas de viento en paredes de pantalla de lluvia: experimentos de túnel de viento de capa límite". *J. Ing. Eólico. industria Aerodyn.*, 96(6–7), 1058–1073.
- Kareem, A. y Smith, CE (1994). "Rendimiento de las plataformas marinas en el huracán Andrew". En Huracanes de 1992: lecciones aprendidas e implicaciones para el futuro, RA Cook y M. Soltani, eds., ASCE, Nueva York, NY, 577–586.
- Kijewski, T. y Kareem, A. (1998). "Efectos dinámicos del viento: un estudio comparativo de disposiciones en códigos y estándares con datos de túnel de viento". *J. Wind and Struct.*, 1(1), 77–109.
- Krayer, WR y Marshall, RD (1992). "Factores de ráfagas aplicados a los vientos huracanados". *Toro. Soc. Meteorol. Soc.*, 73, 613–617.
- Kwon, DK. y Kareem, A. (2013). "Un módulo de diseño habilitado para múltiples bases de datos con características integradas de códigos y estándares internacionales". Revista internacional de edificios de gran altura, CTBUH, 2 (3), 257–269.
- Kwon, KK, Spence, SMJ y Kareem, A. (2014). "Un marco de diseño cibernético habilitado para datos para edificios de gran altura impulsados por presiones superficiales medidas sincrónicamente". *Adv. Ing. Softw.*, 77, 13–27.
- Liu, H. (1999). Ingeniería eólica: un manual para ingenieros estructurales, Prentice Hall, Nueva York.
- MacDonald, PA, Kwok, KCS y Holmes, JH (1986). "Cargas de viento en contenedores, silos y tanques de almacenamiento circulares aislados: mediciones de presión puntual". Informe de Investigación No. R529, Escuela de Ingeniería Civil y Minera, Universidad de Sydney, Sydney, Australia.
- Myer, MF y White, GF (2003). "Comunicando los daños potenciales y minimizando los daños por huracanes," In Hurricane! Lidiando con el desastre: Progreso y desafíos desde Galveston, 1900, R. Simpson, ed., Unión Geofísica Americana, Washington, DC.
- Perry, DC, Stubbs, N. y Graham, CW (1993). "Responsabilidad de las comunidades de arquitectura e ingeniería en la reducción de los riesgos para la vida, la propiedad y las pérdidas económicas a causa de los huracanes". En Huracanes de 1992: Lecciones aprendidas e implicaciones para el futuro, ASCE Press, Reston, VA.
- Solari, G. y Kareem, A. "Sobre la formulación del factor de efecto de ráfaga ASCE 7-95". *J. Ing. Eólico. industria Aerodyn.*, vols. 77–78, 1998, págs. 673–684.
- Normas de Australia. (1989). Código de carga SAA estándar australiano, Parte 2: Cargas de viento. Standards House, North Sydney, NSW, Australia.
- Stathopoulos, T., Surry, D. y Davenport, AG (1980). "Un modelo simplificado de coeficientes de presión del viento para edificios de baja altura". En Proc., Cuarto Coloquio sobre Aerodinámica Industrial, Parte 1, Gesellschaft der Freunde der Fachhochschule Aachen, Aachen, págs. 17–31.
- Stubbs, N. y Boissonnade, AC (1993). "Un modelo de simulación de daños para el contenido de edificios en un entorno de huracanes". En Proc., 7th US Nat. Conf. en Ingeniería Eólica, 2, 759–771. van de Lindt, JW, Pei, S., Dao, TN, Graettinger, A., Prevatt, DO, Gupta, R. y Coulbourne, W. (2013). "Filosofía de diseño de tornado basada en objetivos duales". *J. Estructura. Ing.*, 139(2); 251–263.
- Vickery, BJ, Davenport, AG y Surry, D. (1984). "Presiones internas en edificios de baja altura". En Proc., 4º Taller Canadiense sobre Ingeniería Eólica Asociación Canadiense de Ingeniería Eólica, Ottawa, Canadá.
- Vickery, PJ y Skerlj, PF (1998). "Sobre la eliminación de la exposición D a lo largo de la costa de huracanes en ASCE-7". Informe para Andersen Corporation de Applied Research Associates, ARA Project 4667, Applied Research Associates, Raleigh, NC.
- Vickery, PJ, Skerlj, PF y Twisdale, LA (2000). "Simulación del riesgo de huracanes en los EE. UU. utilizando un modelo de seguimiento empírico". *J. Estructura. Eng.*, 126(10), 1222–1237.
- Vickery, PJ y Twisdale, LA (1995a). "Predicción de la velocidad del viento de un huracán en los Estados Unidos". *J. Estructura. Eng.*, 121(11), 1691–1699.
- Vickery, PJ y Twisdale, LA (1995b). "Modelos de campo de viento y relleno para predicciones de velocidad de viento de huracanes". *J. Estructura. Eng.*, 121(11), 1700–1709.
- Womble, JA, Yeatts, BB y Mehta, KC (1995). "Presiones internas del viento en un edificio de pequeña y gran escala". En Proc., 9º Int. Conf. en Ingeniería Eólica, Wiley Eastern Ltd., Nueva Delhi.
- Zhou, Y. y Kareem, A. (2003). "Equilibrio aeroelástico". *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 129(3), 283–292.
- Zhou, Y., Kareem, A. y Gu, M. (2000). "Cargas equivalentes de sacudidas estáticas en estructuras". *J. Estructura. Eng.*, 126(8), 989–992.
- Zhou, Y., Kijewski, T. y Kareem, A. (2003). "Cargas aerodinámicas en edificios altos: base de datos interactiva". *J. Estructura. Eng.*, 129(3), 394–404.

## CAPÍTULO C27

### CARGAS DE VIENTO EN EDIFICIOS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL)

El Procedimiento direccional es la disposición anterior para "edificios de todas las alturas" en el Método 2 de ASCE 7-05 para el sistema principal de resistencia a la fuerza del viento (MWFRS). Se proporciona un método simplificado basado en este Procedimiento direccional para edificios de hasta 160 pies (49 m) de altura. El procedimiento direccional se considera el enfoque tradicional en el que los coeficientes de presión reflejan la carga real en cada superficie del edificio en función de la dirección del viento, es decir, vientos perpendiculares o paralelos a la línea de cumbre.

#### C27.1 ALCANCE

C27.1.5 Cargas mínimas de viento de diseño. Esta sección especifica una carga de viento mínima que se aplicará horizontalmente en toda la proyección vertical del edificio, como se muestra en la Fig. C27.1-1.

Este caso de carga debe aplicarse como un caso de carga separado además de los casos de carga normales especificados en otras partes de este capítulo.

#### PARTE 1: CERRADA, PARCIALMENTE CERRADA Y EDIFICIOS ABIERTOS DE TODAS LAS ALTURAS

#### C27.3 CARGAS DE VIENTO: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO

C27.3.1 Edificios rígidos y flexibles cerrados y parcialmente cerrados. En Ecs. (27.3-1) y (27.3-2), aparece un término de presión de velocidad,  $q_i$ , que se define como la "presión de velocidad para la determinación de la presión interna". La presión interna positiva está dictada por la presión exterior positiva en la cara de barlovento en el punto donde hay una abertura. La presión exterior positiva en la abertura se rige por el valor de  $q$  al nivel de la abertura, no por  $q_h$ . Para la evaluación de la presión interna positiva,  $q_i$  puede evaluarse de forma conservadora a la altura  $h_0 q_i = q_h p$ . Para edificios bajos, esta evaluación no hace mucha diferencia, pero para el ejemplo de un edificio de 300 pies (91,4 m) de altura en la Exposición B con una abertura más alta de 60 pies (18,2 m), la diferencia entre  $q_{300}$  y  $q_{60}$  representa un aumento del 59% en la presión interna. Esta diferencia no es realista y representa un grado innecesario de conservadurismo. En consecuencia,  $q_i = q_z$  para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados donde la altura  $z$  se define como el nivel de la abertura más alta del edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para edificios ubicados en regiones de escombros transportados por el viento, con vidriado que no es resistente a impactos o protegido con un sistema de protección contra impactos,  $q_i$  debe tratarse asumiendo que hay una abertura.

Figura 27.3-1. Los coeficientes de presión para MWFRS se separan en dos categorías:

1. Procedimiento Direccional para edificaciones de todas las alturas (Fig. 27.3-1) como se especifica en el Capítulo 27 para edificaciones que cumplan con los requisitos allí especificados.
2. Procedimiento de envolvente para edificios de poca altura que tengan una altura menor o igual a 60 pies (18,3 m) (Fig. 28.3-1) como se especifica en el Capítulo 28 para edificios que cumplan con los requisitos allí especificados.

Para generar estos coeficientes, se utilizaron dos enfoques claramente diferentes. Para los coeficientes de presión dados en la Fig. 27.3-1, se siguió el enfoque más tradicional, y los coeficientes de presión reflejan la carga real en cada superficie del edificio en función de la dirección del viento, es decir, vientos perpendiculares o paralelos a la línea de cumbre..

Las observaciones en las pruebas de túnel de viento muestran que pueden ocurrir áreas de presión negativa muy baja e incluso presión ligeramente positiva en todas las estructuras de techo, particularmente a medida que aumenta la distancia desde el borde de barlovento y las corrientes de viento se vuelven a unir a la superficie.

Estas presiones pueden ocurrir incluso en estructuras de techo relativamente planas o de poca pendiente. La experiencia y el juicio de los estudios de túnel de viento se han utilizado para especificar presiones cero o ligeramente negativas ( $\pm 0,18$ ) según el coeficiente de presión negativa.

Estos valores requieren que el diseñador considere una presión de viento neta cero o ligeramente positiva en las combinaciones de carga del Capítulo 2.

Figura 27.3-2. Las cargas de pórtico en techos de cúpula están adaptadas del Eurocódigo (1995). Las cargas se basan en datos obtenidos en un flujo de capa límite atmosférico modelado que no cumple completamente con los requisitos para las pruebas de túnel de viento especificados en este estándar (Blessman 1971). Las cargas para tres domos ( $h/D = 0,5$ ,  $f/D = 0,5$ ), ( $h/D = 0, f/D = 0,5$ ) y ( $h/D = 0, f/D = 0,33$ ) son aproximadamente consistentes con datos de Taylor (1991), quien utilizó una capa límite atmosférica como se requiere en este estándar.

Se definen dos casos de carga, uno de los cuales tiene una variación lineal de la presión de A a B como en el Eurocódigo (1995), y otro en el que la presión en A se mantiene constante de  $0^\circ$  a  $25^\circ$ ; estos dos casos se basan en la comparación de las disposiciones del Eurocódigo con Taylor (1991). El caso A (el cálculo del Eurocódigo) es necesario en muchos casos para definir la elevación máxima. El caso B es necesario para definir correctamente las presiones positivas para algunos casos, que no se pueden aislar con la información actual y que dan como resultado un cortante base máximo. Para domos de más de 200 pies (61 m) de diámetro, el diseñador debe considerar el uso de pruebas en túnel de viento. La respuesta resonante no se considera en estas disposiciones. Se deben utilizar pruebas de túnel de viento para considerar la respuesta resonante. Los momentos de flexión locales en la cubierta del domo pueden ser mayores que los pronosticados por este método debido a la diferencia entre las distribuciones de presión locales instantáneas y las pronosticadas por la figura 27.3-2.

FIGURA C27.1-1. Nota de aplicación de la carga de viento mínima:  
 $1,0 \text{ lb/ft}^2 = 0,0479 \text{ kN/m}^2$

Si el domo se apoya en paredes verticales directamente debajo, es apropiado considerar las paredes como una "chimenea" usando la Fig. 29.4-1.

Figura 27.3-3. Los valores de los coeficientes de presión y fuerza en estas tablas se tomaron de ANSI A58.1-1972 (1972). Se agregó información adicional en ANSI A58.1-1982 (1982), que incluía el uso de un multiplicador de 1,2 para coeficientes de presión externa de componentes y revestimientos (C&C), que no sean para las áreas perimetrales. Ese multiplicador se cambió de 1,2 a 0,87 en ASCE 7-95 (1998), sin embargo, no se proporcionó ninguna justificación para el cambio. El multiplicador se vuelve a cambiar a 1,2 en ASCE 7-16.

Los coeficientes especificados en estas tablas se basan en pruebas de túnel de viento realizadas en condiciones de flujo uniforme y bajo turbulencia, y su validez en los flujos turbulentos de la capa límite aún no se ha establecido por completo. Coeficientes de presión adicionales para condiciones no especificadas aquí se pueden encontrar en SIA (1956) y ASCE (1961).

C27.3.2 Edificios abiertos con techos libres de una pendiente, inclinados o en canal. higos. 27.3-4 a 27.3-6 y 30.7-1 a 30.7-3 se presentan para cargas de viento en MWFRS y C&C de edificios abiertos con techos como se muestra, respectivamente. Este trabajo se basa en el estándar australiano AS1170.2-2002, Parte 2: Acciones del viento, con modificaciones a los coeficientes de presión MWFRS basados en estudios recientes (Altman 2001; Uematsu y Stathopoulos 2003).

Dos casos de carga, A y B, se dan en las Figs. 27.3-4 a 27.3-6. Estas distribuciones de presión proporcionan cargas que envuelven los resultados de las mediciones detalladas en el túnel de viento de simultáneos y momentos normales neos. Se requiere la aplicación de ambos casos de carga para envolver las combinaciones de fuerzas y momentos normales máximos que son apropiados para la forma particular del techo y la configuración de bloqueo.

La carga de viento del techo en los techos de edificios abiertos depende en gran medida de si los bienes o materiales se almacenan debajo del techo y restringen el flujo de viento. Restringir el flujo puede introducir presiones sustanciales que actúan hacia arriba en la superficie inferior del techo, aumentando así la carga de levantamiento resultante en el techo. higos. 27.3-4 a 27.3-6 y 30.7-1 a 30.7-3 ofrecen al diseñador dos opciones. La opción 1 (flujo de viento despejado) implica que se bloquea poca (menos del 50%) o ninguna porción de la sección transversal debajo del techo. La opción 2 (flujo de viento obstruido) implica que una porción significativa (más del 75% suele mencionarse en la literatura) de la sección transversal está bloqueada por bienes o materiales debajo del techo. Claramente, los valores cambiarían de un conjunto de coeficientes a otro siguiendo algún tipo de

relación fluida, pero aún desconocida. Al desarrollar las disposiciones incluidas en esta norma, se seleccionó el valor de bloqueo del 50% para la Opción 1, con la expectativa de que represente una transición algo conservadora. Si el diseñador no tiene claro el uso del espacio debajo del techo o si el uso podría cambiar para restringir el flujo de aire libre, se deben usar las cargas de diseño para ambas opciones.

Consulte la Sección 28.3.5 para obtener una explicación de las cargas de viento horizontales en edificios abiertos con marcos transversales y techos inclinados que actúan en combinación con las cargas calculadas en la Sección 27.3.3.

C27.3.5 Casos de carga de viento de diseño. La investigación en túneles de viento (Isyumov 1983; Boggs et al. 2000; Isyumov y Case 2000; Xie e Irwin 2000) ha demostrado que la carga de torsión es causada por una presión no uniforme en las diferentes caras del edificio del flujo de viento alrededor del edificio, efectos de interferencia de edificios y terrenos cercanos, y efectos dinámicos en edificios más flexibles. Los Casos de carga 2 y 4 en la Fig. 27.3-8 especifican la carga torsional al 15% de excentricidad por debajo del 75% de la cizalladura máxima del viento para el Caso de carga 2. Aunque esto está más en línea con la experiencia del túnel de viento en edificios cuadrados y rectangulares con relaciones de aspecto hasta alrededor de 2,5, es posible que no cubra todos los casos, incluso para formas de construcción simétricas y comunes donde se han observado torsiones más grandes.

Por ejemplo, los estudios en túneles de viento a menudo muestran una excentricidad del 5 % o más bajo cortante de base completo (no reducido). Es posible que el diseñador desee aplicar este nivel de excentricidad con carga de viento total para ciertos edificios más críticos, aunque la norma no lo requiera. Los requisitos de carga de torsión más moderados actuales pueden, en parte, justificarse por el hecho de que las fuerzas de viento de diseño tienden a ser el límite superior para las formas de construcción más comunes.

En edificios con algunos sistemas estructurales, pueden ocurrir cargas más severas cuando la carga de viento resultante actúa en forma diagonal hacia el edificio. Para tener en cuenta este efecto y el hecho de que muchos edificios presentan una respuesta máxima en la dirección transversal del viento (la norma actualmente no tiene un procedimiento analítico para este caso), un sistema estructural debe ser capaz de resistir el 75 % de la carga de viento de diseño aplicada simultáneamente, a lo largo de cada eje principal, como lo requiere el Caso 3 en la figura 27.3-8.

Para edificios flexibles, los efectos dinámicos pueden aumentar la carga torsional. Pueden ocurrir cargas de torsión adicionales debido a la excentricidad entre el centro de corte elástico y el centro de masa en cada nivel del edificio. ecuación (27.3-4) da cuenta de este efecto.

Es importante tener en cuenta que también puede ocurrir una torsión significativa en edificios de poca altura ([Isyumov y Case 2000](#)) y, por lo tanto, los requisitos de carga de viento de la Sección 27.3.5 ahora se aplican a edificios de todas las alturas.

Como se discutió en el Capítulo [31](#), el procedimiento de túnel de viento siempre debe considerarse para edificios con formas inusuales, edificios rectangulares con relaciones de aspecto más grandes y edificios dinámicamente sensibles. Los efectos de la torsión se pueden determinar con mayor precisión para estos casos y para las formas de construcción más normales utilizando el procedimiento del túnel de viento.

## PARTE 2: EDIFICIOS CERRADOS DE DIAFRAGMA SIMPLE CON $h \geq 160$ pies ( $h \geq 48,8$ m)

Esta sección se agregó a ASCE 7-10 para cubrir los casos prácticos de edificios cerrados de diafragma simple hasta altura  $h=160$  ft ( $h= 48,8$  m). Dos clases de edificios están cubiertos por este método. Los edificios de Clase 1 tienen  $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m) con relaciones de aspecto en planta L/B entre 0,2 y 5,0.

Los casos A a F se describen en el apéndice D para permitir que el diseñador establezca las líneas de resistencia del MWFRS en cada dirección, de modo que no sea necesario considerar los casos de carga torsional de la figura 27.3-8. Los edificios de clase 2 tienen  $60 \text{ pies} < h \geq 160 \text{ pies}$  ( $18,3 \text{ m} < h \geq 48,8 \text{ m}$ ) con relaciones de aspecto en planta de L/B entre 0,5 y 2,0. Los casos A a E del apéndice D se describen para permitir que el diseñador establezca las líneas de resistencia del MWFRS de modo que no sea necesario considerar los casos de carga torsional de la figura 27.3-8.

Para el tipo de edificios cubiertos por este método, la presión interna del edificio se anula y no es necesario considerarla para el diseño del MWFRS. Las presiones de viento netas de diseño para techos y paredes se tabulan directamente en las Tablas 27.5-1 y 27.5-2 usando el Procedimiento direccional como se describe en la Parte 1. Directrices para

la determinación de las presiones exteriores en barlovento, sotavento y paredes laterales se proporcionan en las notas al pie de la Tabla 27.5-1.

Los requisitos en edificios de Clase 2 para la frecuencia de construcción natural (75/h) y el amortiguamiento estructural ( $\zeta = 1,5\%$  crítico) son necesarios para garantizar que el factor de efecto de ráfaga,  $G_f$ , que se calculó e incorporó en el [Procedimiento direccional](#) con las presiones tabuladas. La frecuencia de 75/h representa un límite inferior razonable para los valores encontrados en la práctica. Si se encuentra que las frecuencias calculadas son más bajas, entonces se debe considerar la rigidez del edificio. Un valor de amortiguamiento estructural del 1,5 %, aplicable a las velocidades máximas del viento definidas en los nuevos mapas de velocidad del viento, es conservador para los tipos de edificios más comunes y es consistente con un valor de amortiguamiento del 1 % para las velocidades máximas del viento dividido por p1.6 , tal como figura en el mapa de velocidad del viento ASCE 7-05. Debido a que los edificios Clase 1 están limitados a  $h \geq 60$  pies ( $h \geq 18,3$  m), se puede suponer que el edificio es rígido como se define en el glosario, y se puede suponer que el factor de efecto de ráfaga es 0,85. Para esta clase de edificios, no es necesario considerar la frecuencia y el amortiguamiento.

### C27.5 CARGAS DE VIENTO: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO

**C27.5.1 Superficies de paredes y techos:** Edificios Clase 1 y 2. Las presiones netas de paredes y techos se muestran en las Tablas 27.5-1 y 27.5-2 y se calculan usando los coeficientes de presión externa en la Fig. 27.3-1. Las presiones netas de pared a lo largo del viento se aplican al área proyectada de las paredes del edificio en la dirección del viento, y las presiones de las paredes laterales exteriores se aplican al área proyectada de las paredes del edificio normales a la dirección del viento que actúa hacia afuera, simultáneamente con las presiones del techo de la Tabla 27.5-2. Distribución de las presiones netas de pared entre

Las superficies de las paredes de barlovento y sotavento se definen en la Nota 4 de la Tabla 27.5-1. La magnitud de la presión de la pared lateral exterior se determina a partir de la Nota 2 de la Tabla 27.5-1. Cabe señalar que todas las presiones tabuladas se definen sin tener en cuenta las presiones internas porque las presiones internas se cancelan cuando se considera el efecto neto en la MWFRS de los edificios de diafragma simple.

Cuando se requiera la presión neta del viento sobre cualquier superficie de pared individual, se debe incluir la presión interna como se define en la Parte 1 del Capítulo [27](#).

La distribución de las presiones de las paredes entre las superficies de las paredes a barlovento y sotavento es útil para el diseño de elementos de diafragma de piso y techo, como vigas colectoras de puntales de arrastre, así como para elementos de pared MWFRS. Los valores definidos en la Nota 4 de

de la Tabla 27.5-1 se obtienen de la siguiente manera: El coeficiente de presión externa para todos los muros de barlovento es  $C_p = 0.8$  para todos los valores L/B.

El valor  $C_p$  de la pared de sotavento es ( $\zeta = 0.5$ ) para valores L/B de 0.5 a 1.0 y es ( $\zeta = 0.3$ ) para L/B=2.0. Teniendo en cuenta que la presión de la pared de sotavento es constante para toda la altura del edificio, la presión de la pared de sotavento se puede calcular como un porcentaje del valor de  $p_h$  en la tabla. El porcentaje es  $0.5/\zeta 0.8 \pm 0.5 \times 100 = 38\%$  para L/B= 0.5 a 1.0. El porcentaje es  $0.3/\zeta 0.8 \pm 0.3 \times 100 = 27\%$  para L/B= 2.0. La interpolación entre estos dos porcentajes se puede utilizar para relaciones L/B entre 1,0 y 2,0. el barlovento

Luego, la presión de la pared se calcula como la diferencia entre la presión neta total de la tabla utilizando los valores de  $p_h$  y  $p_0$  y la presión constante de la pared de sotavento.

Las presiones de las paredes laterales se pueden calcular de manera similar a las presiones de las paredes de barlovento y sotavento tomando un porcentaje de las presiones netas de las paredes. El valor de  $C_p$  para las paredes laterales es ( $\zeta = 0.7$ ). Así, para L/B= 0.5 a 1.0, el porcentaje es  $0.7/\zeta 0.8 \pm 0.5 \times 100 = 54\%$ . Para L/B=2.0, el porcentaje es  $0.7/\zeta 0.8 \pm 0.3 \times 100 = 64\%$ . Tenga en cuenta que las presiones de las paredes laterales son constantes en toda la altura del edificio.

Las presiones tabuladas para este método se basan en la simplificación de suposiciones conservadoras hechas para los diferentes casos de coeficiente de presión (GCP) tabulados en la figura 27.3-1, que es la base para el procedimiento tradicional de construcción de todas las alturas (definido como Procedimiento direccional en ASCE 7-10) que ha sido parte de la norma desde 1972. Los coeficientes de presión externa,  $C_p$ , para techos se han multiplicado por 0.85, un factor de efecto de ráfaga razonable para la mayoría de los armazones de techo comunes, y luego combinados con un coeficiente de presión interna para edificios cerrados (0.18) para obtener un coeficiente de presión neta que sirva como base para el cálculo de la presión. El diagrama de presión de pared lineal ha sido concebido para que las presiones aplicadas de la tabla produzcan el mismo momento de vuelco que las presiones más exactas de la Parte 1 del Capítulo [27](#). Para la determinación de las presiones de pared tabuladas, se ha calculado el factor de efecto de ráfaga real de la ecuación (26.11-10) en función de la altura del edificio, la velocidad del viento, la exposición, la frecuencia y el valor de amortiguamiento supuesto.

**C27.5.2 Parapetos.** El efecto de la carga del parapeto en el MWFRS se especifica en la Sección 27.3.5 de la Parte 1. El coeficiente de presión neta para el parapeto de barlovento es  $\beta = 1.5$  y para el parapeto de sotavento es  $-1.0$ . El efecto combinado de ambos produce un coeficiente neto de  $\beta = 2.5$  aplicado a la superficie de barlovento para tener en cuenta el efecto acumulativo en el MWFRS en un edificio de diafragma simple. Este coeficiente de presión se compara con un coeficiente de presión neto de 1,3 Gf para el ph de presión de pared horizontal tabulado en la parte superior del edificio. Suponiendo que un factor de efecto de ráfaga de límite inferior Gf = 0,85, la relación entre la presión del parapeto y la presión de la pared es  $2,5/\zeta 0,85 \times 1,3 \beta = 2,25$ . Por lo tanto, se asume un valor de 2,25 como una constante razonable para aplicar a la presión de pared tabulada ph para tener en cuenta la carga adicional del parapeto en el MWFRS.

C27.5.3 Voladizos de techo. El efecto de la carga de viento vertical en un voladizo de techo a barlovento se especifica en la Sección 27.3.4 de la Parte 1. Se especifica un coeficiente de presión positivo de  $\beta_{0.8}$ . Esto se compara con un coeficiente de presión neta tabulado para la Zona 3 del borde de barlovento de  $\gamma_1 = 0.06$  (derivado de  $0.85 \times \gamma_1 \times 0.8 = 0.18$ ). El factor de 0,85 representa el factor de efecto de ráfaga G, el multiplicador de 0,8 representa la reducción efectiva del área de viento al valor de 1,3 de  $C_p$  especificado en la Fig. 27.3-1 de la Parte 1, y  $\gamma_1 = 0.18$  es la contribución de la presión interna. La relación de coeficientes es  $0.8/1.06 = 0.755$ . Por lo tanto, se especifica un multiplicador de 0,75 en la presión tabulada para la Zona 3 en la Tabla 27.5-2.

## REFERENCIAS

- Altman, RD (2001). "Fuerzas de levantamiento del viento en las marquesinas de los techos". Tesis de maestría, Departamento de Ingeniería Civil, Clemson Univ., Clemson, SC.
- ASCE. (1961). "Fuerzas del viento en las estructuras". Trans. ASCE, 126(2), 1124–1198.
- ASCE. (1998). Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras, ASCE 7-95, Nueva York.
- Instituto Nacional Estadounidense de Estándares (ANSI). (1972). Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras, ANSI A58.1-1972, Washington, DC.
- ANSI. (mil novecientos ochenta y dos). Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras, ANSI A58.1-1982, Washington, DC.
- Blessman, J. (1971). "Presiones en domos con varios perfiles de viento". Proc., 3º Int. Conf. on Wind Effects on Buildings and Structures, Comité Organizador Japonés, Tokio, 317–326.
- Booggs, DW, Hosoya, N. y Cochran, L. (2000). "Fuentes de carga de viento torsional en edificios altos: lecciones del túnel de viento". Proc., Congreso de Estructuras 2000: Tecnología avanzada en ingeniería estructural, PE Mohamed Elgaaly, ed., ASCE, Reston, VA.
- Eurocódigo. (1995). "Eurocódigo 1: Bases de diseño y acciones sobre estructuras, Parte 2-4: Acciones sobre estructuras – acciones del viento". ENV 1991-2-4, Comité Europeo de Normalización, Bruselas.
- Isyumov, N. (1983). "Par inducido por el viento en formas de edificios cuadrados y rectangulares". J. Ing. Eólico, industria Aerodin. 13, 183–186.
- Isyumov, N. y Case, PC (2000). "Cargas de torsión inducidas por el viento y respuestas de los edificios". Proc., Congreso de Estructuras 2000: Tecnología avanzada en ingeniería estructural, PE Mohamed Elgaaly, ed., ASCE, Reston, VA.
- Normas de Australia. (2002). Acciones de diseño estructural, Parte 2: Acciones de viento, AS/NZS 1170.2:2002. Sídney, Nueva Gales del Sur, Australia.
- Sociedad Suiza de Ingenieros y Arquitectos (SIA). (1956). "Normen fur die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten". SIA Technische Normen No. 160, Zúrich.
- Taylor, TJ (1991). "Presiones del viento en una cúpula hemisférica". J. Ing. Eólico, industria Aerodyn., 40(2), 199–213.
- Uematsu, Y. y Stathopoulos, T. (2003). "Cargas de viento en techos de dosel independientes: una revisión". J. Wind Eng., Japan Assoc. Ing. Eólica, 95.
- Xie, J. e Irwin, PA "Factores clave para la respuesta al viento torsional de los edificios altos". Proc., Congreso de Estructuras 2000: Tecnología avanzada en ingeniería estructural, PE Mohamed Elgaaly, ed., ASCE, Reston, VA., Cap. 4, sec. 22

## OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

- Twisdale, LA, Vickery, PJ y Steckley, AC (1996). Análisis del riesgo de impacto de escombros arrastrados por el viento de huracanes para estructuras residenciales, State Farm Mutual Automobile Insurance Companies, Bloomington, IL.
- Vickery, BJ y Bloxham, C. (1992). "Dinámica de presión interna con una apertura dominante". J. Ing. Eólico, industria Aerodyn., 41–44, 193–204.
- Yeatts, BB y Mehta, KC (1993). "Estudio de campo de las presiones internas". Proc., 7º nacional de EE. UU. Conf. en Wind Eng., Gary Hart, ed., vol. 2, 889–897.

## CAPÍTULO C28

### CARGAS DE VIENTO EN EDIFICIOS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DEL SOBRE)

El Procedimiento de envolvente es la disposición anterior para "Edificios de poca altura" en el Método 2 de ASCE 7-05 para el Sistema principal de resistencia a la fuerza del viento (MWFRS). El método simplificado de este capítulo se deriva de las disposiciones de MWFRS del Método 2 y está diseñado para edificios de diafragma simple de hasta 60 pies (18,3 m) de altura.

#### PARTE 1: CERRADO Y PARCIALMENTE CERRADO EDIFICIOS DE BAJA ALTURA

##### C28.3 CARGAS DE VIENTO: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO

C28.3.1 Presión de viento de diseño para edificios de baja altura. Ver comentario a la Sección C26.10.1.

C28.3.2 Parapetos. Ver comentario a la Sección C26.10.2.

Cargas en los sistemas principales de resistencia a la fuerza del viento: Los coeficientes de presión para MWFRS se dividen básicamente en dos categorías:

1. Procedimiento direccional para edificios de todas las alturas (Fig. 27.3-1) como se especifica en el Capítulo 27 para edificios que cumplen con los requisitos allí especificados; y)]
2. Procedimiento de envolvente para edificios de baja altura (Fig. 28.3-1) como se especifica en el Capítulo 28 para edificios que cumplen con los requisitos especificados en el mismo.)]

Para generar estos coeficientes, se utilizaron dos enfoques claramente diferentes. Para los coeficientes de presión dados en la Fig. 27.3-1, se siguió el enfoque más tradicional y los coeficientes de presión reflejan la carga real en cada superficie del edificio en función de la dirección del viento, es decir, vientos perpendiculares o paralelos a la línea de cumbre.

Sin embargo, para edificios de poca altura, los valores de (GC<sub>pf</sub>) representan condiciones de carga "pseudo" que, cuando se aplican al edificio, envuelven las acciones estructurales deseadas (momento flector, cortante, empuje) independientemente de la dirección del viento. Para capturar todas las acciones estructurales apropiadas, el edificio debe diseñarse para todas las direcciones del viento considerando a su vez cada esquina del edificio como la esquina de barlovento o de referencia que se muestra en los ocho bocetos de la figura 28.3-1. En cada esquina, se aplican dos patrones de carga, uno para cada rango de dirección del viento. La zona de anotación crea las acciones estructurales requeridas en el marco o arriostramiento final. Tenga en cuenta también que para todas las pendientes del techo, los ocho casos de carga deben considerarse individualmente para determinar la carga crítica para un conjunto estructural dado o componente del mismo.

Para desarrollar los pseudovalores apropiados de (GC<sub>pf</sub>), los investigadores de la Universidad de Western Ontario (Davenport et al. 1978) utilizaron un enfoque que consistía esencialmente en permitir que

modelo de construcción para rotar en el túnel de viento a través de 360 ° completos mientras se monitorean simultáneamente las condiciones de carga en cada una de las superficies (Fig. C28.3-1). Se consideraron las Exposiciones B y C. Usando coeficientes de influencia para marcos rígidos, fue posible promediar espacialmente y promediar en el tiempo las presiones superficiales para determinar los componentes máximos de fuerza externa inducida a ser resistidos.

Más concretamente, se evaluaron las siguientes actuaciones estructurales:

1. Elevación total;)]
2. Cortante horizontal total;)]
3. Momento de flexión en las rodillas (marco de dos bisagras);)]
4. Momento de flexión en las rodillas (marco de tres bisagras); y)]
5. Momento de flexión en la cumbre (marco de dos bisagras).)]

El siguiente paso involucró el desarrollo de conjuntos de coeficientes de pseudopresión para generar condiciones de carga que envolvieran los componentes máximos de la fuerza inducida a ser resistidos para todas las direcciones de viento y exposiciones posibles. Tenga en cuenta, por ejemplo, que el acimut del viento que produce el momento de flexión máximo en la rodilla no produciría necesariamente la elevación total máxima.

Los componentes máximos de fuerza externa inducida determinados para cada una de las cinco categorías anteriores se utilizaron para desarrollar los coeficientes. El resultado final fue un conjunto de coeficientes que representan condiciones de carga ficticias pero que envuelven conservadoramente los componentes máximos de la fuerza inducida (momento de flexión, cortante y empuje) a resistir, independientemente de la dirección del viento.

El conjunto original de coeficientes se generó para la estructura de edificios prediseñados convencionales, es decir, estructuras resistentes a momento de un solo piso en una de las direcciones principales y arriostramiento en la otra dirección principal. Posteriormente, el enfoque se amplió a pórticos resistentes a momentos de un solo piso con columnas interiores (Kavanagh et al. 1983).

Estudios posteriores en túnel de viento (Isyumov y Case 1995) han demostrado que los valores (GC<sub>pf</sub>) de la figura 28.3-1 también son aplicables a edificios de poca altura con sistemas estructurales que no sean pórticos resistentes a momento. Ese trabajo examinó las presiones instantáneas del viento en un edificio de poca altura con un techo a dos aguas inclinado de 4:12 y las fuerzas resultantes inducidas por el viento en su MWFRS. Se evaluaron dos MWFRS diferentes. Uno consistía en muros de corte y cerchas de techo en diferentes espacios. El otro tenía pórticos resistentes a momentos en una dirección, colocados a los mismos espacios que las vigas del techo, y arriostramiento diagonal contra el viento en la otra dirección. Se realizaron pruebas en túnel de viento para las exposiciones B y C. Los hallazgos de este estudio mostraron que los valores (GC<sub>pf</sub>) de la figura 28.3-1 proporcionaron estimaciones satisfactorias de las fuerzas del viento para ambos tipos de sistemas estructurales. Este trabajo confirma la validez de la figura 28.3-1, que refleja la acción combinada de las presiones del viento sobre diferentes superficies externas de un edificio y, por lo tanto, aprovecha el promedio espacial.

En los experimentos originales del túnel de viento, se comprobaron los terrenos de exposición B y C. En estos primeros experimentos, la exposición

FIGURA C28.3-1 Cargas de viento inestables en edificios bajos para una dirección de viento dada

B no incluye edificios cercanos. En general, los componentes de fuerza, los momentos de flexión, etc., se encontraron comparables en ambas exposiciones, aunque los valores (GC<sub>pf</sub>) asociados con el terreno de Exposición B serían más altos que los del terreno de Exposición C debido a la presión de velocidad reducida en el terreno de Exposición B. Los valores (GC<sub>pf</sub>) dados en las Figs. 28.3-1, 30.3-1, 30.3-2A-C, 30.3-3, 30.3-4, 30.3-5A-B y 30.3-6 se derivan de estudios de túnel de viento modelados con terreno de Exposición C. Sin embargo, también se pueden usar en otras exposiciones cuando se usa la presión de velocidad que representa la exposición apropiada.

En estudios integrales de túnel de viento realizados por Ho en la Universidad de Western Ontario (1992), se determinó que cuando los edificios bajos [ $h < 60$  pies ( $h < 18,3$  m)] están incrustados en un terreno suburbano (Exposición B, que incluía edificios cercanos), las presiones en la mayoría de los casos son más bajas que las que se utilizan actualmente en las normas y códigos existentes, aunque los valores muestran una dispersión muy grande debido a la alta turbulencia y muchas variables. Los resultados parecen indicar que se justifica alguna reducción en las presiones para los edificios ubicados en la Exposición B. El Comité de Trabajo sobre Cargas de Viento cree que es deseable diseñar edificios para las condiciones de exposición consistentes con las designaciones de exposición definidas en la norma. En el caso de edificios bajos, el efecto del aumento de la intensidad de la turbulencia en un terreno más accidentado (es decir, exposición B frente a C) aumenta los coeficientes de presión locales. A partir de ASCE 7-98, el efecto del aumento de la intensidad de la turbulencia en las cargas se trata con el perfil truncado. Con este enfoque, se utiliza la exposición real del edificio y el truncamiento del perfil corrige la subestimación de las cargas que se obtendrían de otro modo.

La Fig. 28.3-1 es más adecuada para edificios bajos con un ancho superior al doble de su altura y una altura media del techo que no supere los 33 pies (10 m). La base de datos original incluía edificios bajos con anchos no mayores a 5 veces la altura de sus aleros,

y la altura del alero no excedió los 33 pies (10 m). En ausencia de datos más apropiados, la figura 28.3-1 también se puede usar para edificios con una altura de techo promedio que no excede la dimensión horizontal mínima y sea menor o igual a 60 pies (18,3 m). Más allá de estos límites extendidos, debe utilizarse la figura 27.3-1.

Toda la investigación utilizada para desarrollar y refinar el método de construcción de baja altura para cargas MWFRS se realizó en edificios con techo a dos aguas. En ausencia de investigación sobre edificios con techos a cuatro aguas, el comité ha desarrollado un método racional para aplicar la figura 28.3-1 a techos a cuatro aguas con base en su experiencia, intuición y juicio colectivos. Este método sugerido se presenta en la figura C28.3-2.

La investigación (Isyumov 1983; Isyumov y Case 2000) indicó que el método de baja altura por sí solo subestima la cantidad de torsión causada por las cargas de viento. En ASCE 7-02, se agregó la Nota 5 a la Fig. 28.3-1 para tener en cuenta este efecto de torsión y se ha trasladado a ediciones posteriores. La reducción de la carga en solo el 50% del edificio da como resultado un caso de carga de torsión sin un aumento en el cortante base previsto para el edificio. Esta reducción en la carga da como resultado una torsión equivalente que concuerda bien con las mediciones del túnel de viento realizadas por Elsharawy et al. (2012, 2015) y Stathopoulos et al. (2013).

En general, la disposición tendrá poco o ningún efecto en los diseños de MWFRS que tienen una resistencia bien distribuida. Sin embargo, afectará el diseño de sistemas con resistencia centralizada, como un solo núcleo en el centro del edificio. En la figura 28.3-1 se muestra una ilustración de la intención de la nota en dos de los ocho patrones de carga. Los ocho patrones deben modificarse de esta manera como un conjunto separado de condiciones de carga además de los ocho patrones básicos.

Los coeficientes de presión interna (GC<sub>pi</sub>) que se utilizarán para cargas en MWFRS se dan en la Tabla 26.13-1. La carga de presión interna puede ser crítica en pórticos resistentes a momento de un piso y en

FIGURA C28.3-2. Edificios de baja altura con techo a cuatro aguas

el piso superior de un edificio donde el MWFRS consta de marcos resistentes a momentos. Se deben considerar casos de carga con presiones internas positivas y negativas. La carga de presión interna se anula en la determinación de la carga lateral total y el cortante base. El diseñador puede usar su juicio en el uso de carga de presión interna para el MWFRS de edificios de gran altura.

La definición de franja de borde se modificó luego de una investigación ([Elsharawy et al. 2014](#)) que mostró que la definición de la dimensión "a" en ASCE 7-10 conducía a franjas de borde y zonas finales indebidamente grandes para edificios muy grandes.

**C28.3.4 Cargas mínimas de viento de diseño.** Esta sección especifica una carga de viento mínima que se aplicará horizontalmente en toda la proyección vertical del edificio, como se muestra en la Fig. C27.1-1. Este caso de carga debe aplicarse como un caso de carga separado además de los casos de carga normales especificados en otras partes de este capítulo.

**C28.3.5 Cargas de viento horizontales en edificios abiertos o parcialmente cerrados** con pórticos transversales y techos inclinados. En 2016, se agregaron nuevas disposiciones para cargas de viento en el MWFRS longitudinal de edificios abiertos o parcialmente cerrados con techos inclinados, como se muestra en la Fig. 28.4-3, basado en investigaciones de la Universidad de Western Ontario (UWO) ([Kopp, Galsworthy y Oh 2010](#)). Este estudio examinó el efecto de protección de estos marcos transversales múltiples para un edificio de lados abiertos que estaba cubierto por un techo. El efecto de protección adoptado en ASCE 7 se simplificó de forma conservadora; por lo tanto, la forma exponencial proporcionada por Kopp, Galsworthy y Oh es una alternativa más precisa y aceptable. Se evaluaron modelos de construcción que constaban de tres, seis y nueve marcos. No se probó un edificio con dos marcos. Por lo tanto, una extrapolación usando  $n=2$  no es necesariamente conservadora. Sin embargo, este método se puede usar de manera conservadora para un edificio con dos marcos usando  $n=3$ . En Shoemaker, Kopp y Galsworthy ([2011](#)) se presentan ejemplos de evaluación de estas fuerzas de viento adicionales.

Las cargas de viento calculadas usando la Sección 28.4.5 son aplicables a edificios con paredes de extremo abierto, paredes de los extremos con el hastial relleno con revestimiento y con revestimiento adicional de la pared del extremo; sin embargo, el área utilizada es siempre el área total de la pared del extremo. El área sólida efectiva de un marco,  $A_s$ , es el área proyectada de cualquier parte de la pared final que estaría expuesta al viento.

Los coeficientes de cortante base pico medidos se utilizaron como base para las cargas de arrastre de diseño en la dirección paralela a la cumbre.

(es decir, direcciones del viento en el rango de  $0^\circ$  a  $45^\circ$ ). Estas cargas incluyen tanto los efectos del arrastre por fricción como el arrastre por presión. Sin embargo, para poner esto en un formato consistente con ASCE 7-10, era razonable usar los coeficientes de pseudo carga (GCw) adjuntos y luego aplicar factores para tener en cuenta los parámetros que afectan los coeficientes de carga en edificios abiertos (es decir, edificios tamaño, relación de solidez y número de marcos. Este método arrojó resultados conservadores para todos los puntos de datos experimentales del túnel de viento. La fuerza de la Ec. 28.3-3, calibrada al cortante base medido, no refleja una trayectoria de carga directa del presión de la pared final, pero se utilizará para calcular el requisito de arriostamiento longitudinal. Para las configuraciones de construcción evaluadas, el estudio de UWO mostró que la fuerza medida en el arriostamiento era igual al 70% del cortante base total. El cortante base restante se transfirió directamente en las bases de las columnas.

Los estudios de túnel de viento utilizados para desarrollar las disposiciones de la Sección 28.3.5 no evaluaron el efecto del flujo obstruido debido a materiales u objetos protegidos por el edificio. Salvo una disposición inusual de materiales que podría producir un efecto venturi, se considera que el flujo obstruido disminuiría las cargas de viento en el MWFRS longitudinal. Sin embargo, como se señaló en estudios previos ([Altman 2001, Uematsu y Stathopoulos 2003](#)), las cargas de viento del techo son más sensibles al efecto del flujo obstruido.

La carga de viento en dirección transversal (perpendicular a la cumbre) para este tipo de edificio abierto es un caso de carga separado y se debe a la presión horizontal de la carga del techo calculada usando la Sección 27.3.2, con CN de la Fig. 27.3-5 , y presiones adicionales que actúan sobre las áreas proyectadas de cualquier superficie expuesta al viento transversal.

## PARTE 2: DIAFRAGMA SIMPLE CERRADO EDIFICIOS DE BAJA ALTURA

Este enfoque simplificado del Procedimiento de envolvente es para el caso relativamente común de construcción de diafragma simple de poca altura ( $h \leq 60$  pies [ $h \leq 18,3$  m]), de forma regular (véanse las definiciones de "construcción de diafragma simple" y "edificio de forma regular"). donde las presiones para el techo y las paredes se pueden seleccionar directamente desde una tabla. La figura 28.5-1 proporciona las presiones de diseño para MWFRS para las condiciones especificadas. Los valores se proporcionan solo para edificios cerrados [ $\delta GCpiB = 0,18$ ].

Las presiones horizontales de la pared son la suma neta de las presiones de barlovento y sotavento en la proyección vertical de la pared. Horizontal

Las presiones del techo son la suma neta de las presiones de barlovento y sotavento en la proyección vertical del techo. Las presiones verticales del techo son la suma neta de las presiones externas e internas sobre la proyección horizontal del techo.

Tenga en cuenta que para el MWFRS en un edificio de diafragma, la presión interna se cancela para las cargas en las paredes y para el componente horizontal de las cargas en el techo. Esto es así porque cuando las fuerzas del viento se transfieren mediante diafragmas horizontales (p. ej., pisos y techos) a los elementos verticales del MWFRS (p. ej., muros de corte, arriostramientos en X o pórticos de momento), la acumulación de fuerzas de viento desde barlovento y sotavento lados del edificio se produce en los diafragmas horizontales. Una vez transferidas a los diafragmas horizontales por los sistemas de paredes que se extienden verticalmente, las fuerzas del viento se convierten en una fuerza de viento horizontal neta que se entrega al lateral.

elementos resistentes a la fuerza del MWFRS. No debe haber separaciones estructurales en los diafragmas. Además, no debe haber viguetas u otros miembros horizontales que transmitan cargas de viento significativas directamente a los miembros verticales del marco del MWFRS en la dirección en consideración. Las presiones internas iguales y opuestas sobre las paredes se anulan entre sí en el diafragma horizontal. Este enfoque simplificado del Procedimiento de Envoltorio combina las presiones de barlovento y sotavento en una presión de viento horizontal neta, con las presiones internas canceladas.

Se advierte al usuario que considere la aplicación precisa de las cargas de las paredes a barlovento y sotavento a los miembros del diafragma del techo donde puedan existir aberturas y donde se diseñen miembros particulares, tales como puntales de arrastre. El diseño de los miembros del techo del MWFRS para cargas verticales está influenciado por presiones internas.

La elevación máxima, que está controlada por el caso de carga B, se produce por una presión interna positiva. En una pendiente del techo de aproximadamente 28° y más, la presión del techo a barlovento se vuelve positiva, y una presión interna negativa utilizada en el Caso de carga 2 en la tabla puede producir un caso de control. De 25° a 45°, se deben verificar los casos de presión interna positiva y negativa (Casos de carga 1 y 2, respectivamente) para el techo.

Para que el diseñador use este método para el diseño del MWFRS, el edificio debe cumplir con todos los requisitos enumerados en la Sección 26.8.2; de lo contrario, se debe utilizar el Procedimiento Direccional, Parte 1 del Procedimiento de Envoltorio, o el Procedimiento de Túnel de Viento. Este método se basa en la Parte 1 del

Procedimiento de envoltorio, como se muestra en la Fig. 28.3-1, para un grupo específico de edificios (edificios de diafragma simple). Sin embargo, la carga de torsión de la figura 28.3-1 se considera demasiado complicada para un método simplificado. El último requisito de la Sección 28.5.2 impide el uso de este método para edificios con sistemas laterales que son sensibles a la carga de viento torsional.

La nota 5 de la figura 28.3-1 identifica varios tipos de edificios que se sabe que son insensibles a la torsión y, por lo tanto, pueden diseñarse utilizando las disposiciones de la sección 28.5. Además, las edificaciones cuya resistencia lateral en cada dirección principal sea proporcionada por dos muros de cortante, pórticos arriostrados o pórticos de momento que estén separados una distancia no menor al 75% del ancho de la edificación medida normal a la dirección orthogonal del viento, y otros Los tipos de edificios y la disposición de los elementos descritos en la Sección 27.5.1 o 27.5.2 también son insensibles a la torsión. Esta propiedad podría demostrarse diseñando el edificio usando la Parte 1 del Capítulo 28, Fig. 28.3-1, y mostrando que los casos de carga de torsión definidos en la Nota 5 no rigen el diseño de ninguno de los elementos resistentes laterales. Alternativamente, se puede demostrar dentro del contexto de la Parte 2 del Capítulo 28 definiendo los casos de carga de torsión con base en las cargas de la figura 28.5-1 y reduciendo las presiones en la mitad del edificio en un 75%, como se describe en la figura. 28.3-1, Nota 5. Si ninguno de los elementos laterales está regido por estos casos de torsión, entonces el edificio se puede diseñar utilizando la Parte 2 del Capítulo 28; de lo contrario, el edificio debe diseñarse utilizando la Parte 1 del Capítulo 27 o la Parte 1 del Capítulo 28.

Los valores están tabulados para la exposición B a  $h=30$  pies (9,1 m) y  $Kz=1,0$ . Se proporcionan factores multiplicadores para otras exposiciones y alturas. Los siguientes valores se han utilizado en la preparación de la figura 28.5-1:  $h=30$  pies (9,1 m), exposición B,  $Kz=0,70$ ,  $Kd=0,85$ ,  $Kzt=1,0$ ,  $\delta GcpiB=0,18$  (edificio cerrado).

Los coeficientes de presión son de la figura 28.3-1.

Los elementos de muro que resistan dos o más acciones estructurales simultáneas inducidas por el viento (p. ej., flexión, levantamiento o corte) deben diseñarse para la interacción de las cargas de viento como parte del MWFRS. Las cargas horizontales de la figura 28.5-1 son la suma de las presiones de barlovento y sotavento y, por lo tanto, no son aplicables como presiones de pared individuales para los casos de carga de interacción. Las presiones de viento de diseño,  $ps$  para las zonas A y C, se deben multiplicar por +0,85 para uso en muros de barlovento y por -0,70 para uso en muros de sotavento (el signo más significa presiones que actúan hacia la superficie del muro). Para paredes laterales, se debe usar  $ps$  para la zona C multiplicado por  $\delta GcpiB$ . Estos elementos de pared también deben verificarse para los diversos componentes que actúan por separado (no simultáneos) y los casos de carga del revestimiento (C&C).

No se requiere que los miembros del techo resistentes a la fuerza del viento principal que se extiendan al menos desde el alero hasta la cumbre o los miembros de soporte que se extiendan al menos desde el alero hasta la cumbre estén diseñados para las cargas más altas de la zona final. Las cargas de la zona interior deben aplicarse debido a la naturaleza envolvente de las cargas para los miembros del techo.

## REFERENCIAS

- Altman, RD (2001). "Fuerzas de levantamiento del viento en las marquesinas de los techos". Tesis de maestría. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Clemson, Clemson.
- Davenport, AG, Surry, D. y Stathopoulos, T. (1978). "Cargas de viento en edificios de poca altura". Informe final sobre la Fase III, BLWT-SS4, Univ. del oeste de Ontario, Londres, ON.
- Elsharawy, M., Alrawashdeh, H. y Stathopoulos, T. (2014) "Zonas de carga de viento para techos planos", Proc., 4th Intl. Structural Specialty Conf., CSCE, Halifax, NS, 28 al 31 de mayo.
- Elsharawy, M., Galal, K. y Stathopoulos, T. (2015), "Cargas de viento torsional y cortante en edificios de techo plano". Ing. Struct., 84 (2), 313–324.
- Elsharawy, M., Stathopoulos, T. y Galal, K. (2012). "Cargas de torsión inducidas por el viento en edificios bajos". J. Ing. Eólico. industria Aerodyn., 40–48, 104–106.
- Ho, E. (1992). "Variabilidad de los terrenos con poco viento para construir". Doctor. tesis, Univ. del oeste de Ontario, Londres, ON.
- Isyumov, N. (1983). "Par inducido por el viento en formas de edificios cuadrados y rectangulares". J. Ing. Eólico. industria Aerodyn., 13, 183–186.
- Isyumov, N. y Case, P. (1995). "Evaluación de las cargas estructurales de viento para edificios de baja altura contenidas en la norma ASCE 7-95". BLWT-SS17-1995, Universidad del oeste de Ontario, Londres, ON.
- Isyumov, N. y Case, PC (2000). "Cargas de torsión inducidas por el viento y respuestas de los edificios". En Tecnología avanzada en ingeniería estructural, PE Mohamad Elgaaly, ed., ASCE, Reston, VA.
- Kavanagh, KT, Surry, D., Stathopoulos, T. y Davenport, AG (1983). "Cargas de viento en edificios de poca altura". Fase IV, BLWT-SS14, Univ. del oeste de Ontario, Londres, ON.
- Kopp, GA, Galsworthy, J. y Oh, JH (2010). "Cargas de viento horizontales en marco abierto. edificios de baja altura." J. Estructura. División, 136(1), 98–105.
- Shoemaker, WL, Kopp, GA y Galsworthy, J. (2011). "Diseño de pórticos arriostrados en edificios abiertos para cargas de viento", AISC Ing. J. 3er trimestre, 225–233.
- Stathopoulos, T., Elsharawy, M. y Galal, K. (2013). "Combinaciones de carga de viento, incluida la torsión para edificios rectangulares de altura media". En t. J. Edificios de gran altura. 2(3), 1–11.
- Uematsu, Y. y Stathopoulos, T. (2003). "Cargas de viento en techos de dosel independientes: una revisión". J. Wind Eng., Japan Assoc. Ing. de viento 95.

## OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

- Krayer, WR y Marshall, RD (1992). "Factores de ráfagas aplicados a los vientos huracanados". Toro. Soy. Meteorol. Soc., 73, 613–617.

## CAPÍTULO C29

### CARGAS DE VIENTO SOBRE LOS ACCESORIOS DE LA CONSTRUCCIÓN Y OTRAS ESTRUCTURAS: SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA A LA FUERZA DEL VIENTO (PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL)

#### C29.3 CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO: PAREDES SÓLIDAS INDEPENDIENTES Y SEÑALES SÓLIDAS

C29.3.1 Muros Sólidos Independientes y Letreros Sólidos Independientes. Ver comentario, Sección C26.10.1.

Se requiere que la categoría de riesgo para los equipos o accesorios del techo no sea inferior a la del edificio en el que se encuentra el equipo, ni a la de cualquier otra instalación a la que el equipo proporcione un servicio necesario. Por ejemplo, si un panel solar está ubicado en el techo de un hospital, la carga de viento de diseño para el panel solar se basa en la categoría de riesgo del hospital, incluso si el panel solar no es necesario para el funcionamiento del hospital. En otro ejemplo, si una antena brinda un servicio de comunicación crítica para un hospital y la antena está ubicada en la parte superior de una estructura de estacionamiento separada del edificio del hospital, la carga de viento de diseño para la antena se basa en la Categoría de riesgo para el hospital, que es mayor que la categoría de riesgo para la estructura de estacionamiento.

Figura 29.3-1. Las disposiciones de la figura 29.3-1 se basan en los resultados de estudios de túnel de viento de capa límite ([Letchford 1985, 2001; Holmes 1986; Letchford y Holmes 1994; Ginger et al. 1998a, b; Letchford y Robertson 1999; Mehta et al. . 2012](#)).

La siguiente ecuación ([Fox y Levitan 2005](#)) proporciona una curva de superficie que se ajusta a los datos del coeficiente de presión neta media promediada por área de [Letchford \(2001\)](#) y [Holmes \(1986\)](#) (equivalente a los coeficientes de fuerza media en este caso):

$$C_f = f(1.563 + 0.008542 \ln(x/h) + 0.06148y + 0.009011\frac{1}{2}\ln(x/h)^2 + 0.2603y^2 - 0.08393y\frac{1}{2}\ln(x/h)) \quad g=0.85$$

donde  $x = B-s$  y  $y = s-h$ .

El término 0,85 en el denominador modifica el túnel de viento coeficientes de fuerza derivados en un formato donde se puede utilizar el factor de efecto de ráfaga como se define en la Sección 26.11.

Los coeficientes de fuerza para los casos A y B se generaron a partir de la ecuación anterior y luego se redondearon al 0,05 más cercano. Esta ecuación solo es válida dentro del rango de las proporciones  $B=s$  y  $s=h$  dadas en la figura para los Casos A y B.

De todos los estudios pertinentes sobre signos de una sola cara, solo [Letchford \(2001\)](#) abordó específicamente la excentricidad (es decir, el Caso B). [Letchford](#) informó que sus datos coincidían razonablemente con la recomendación de [Cook \(1990\)](#) de usar una excentricidad de 0,25 veces el ancho promedio del letrero. Sin embargo, los datos tenían un alcance demasiado limitado para justificar el cambio del valor de excentricidad existente de 0,2 veces el ancho promedio de la señal, que también se usa en el Estándar de Australia/Nueva Zelanda de [2011 \(Standards Australia 2011\)](#).

[Mehta et al. \(2012\)](#) probó una variedad de relaciones de aspecto ( $B=s$ ) y relaciones de separación ( $s=h$ ) para letreros de dos caras con todos los lados

adjunto para abordar la práctica actual de la industria. El estudio incluyó pruebas en túnel de viento y una prueba de campo a gran escala para calibrar los modelos de túnel de viento ([Zuo et al. 2014; Smith et al. 2014](#)). Estas configuraciones de letreros exhibieron una reducción promedio del 16 % en los coeficientes de fuerza promedio con un rango de 9 % a 22 % en comparación con los coeficientes de fuerza de los letreros de una sola cara dados por la ecuación anterior. Estas pruebas también mostraron que la excentricidad de 0,2 veces el ancho de la estructura es demasiado conservadora. Las excentricidades reportadas en el estudio oscilaron entre 0,039 y 0,105 veces el ancho de la estructura, con un promedio de 0,061. Pruebas de [Giannoulis et al. \(2012\)](#) respaldaron los hallazgos de [Mehta et al. \(2012\)](#).

Se agregó el caso C para explicar las presiones más altas observadas en los estudios de túnel de viento ([Letchford 1985, 2001; Holmes 1986; Letchford y Holmes 1994; Ginger et al. 1998a, b; Letchford y Robertson 1999](#)) y estudios a gran escala ([Robertson et al., 1997](#)) cerca del borde de barlovento de un muro independiente o una señal para direcciones oblicuas del viento. Las ecuaciones de regresión lineal se ajustaron a los datos del coeficiente de presión neta media local (para una dirección del viento de 45°) de los estudios de túnel de viento de referencia para generar coeficientes de fuerza para regiones cuadradas que comienzan en el borde de barlovento.

Las presiones cerca de este borde aumentan significativamente a medida que aumenta la longitud de la estructura. No hubo datos disponibles sobre la distribución espacial de las presiones para estructuras con relaciones de aspecto bajas ( $B=s < 2$ ).

La ilustración muestra para el Caso C en la parte superior de la Fig. 29.3-1 es para un letrero con una relación de aspecto  $B=s=4$ . Para letreros con diferentes proporciones  $B=s$ , el número de regiones es igual al número de coeficiente de fuerza entradas ubicadas debajo de cada encabezado de columna  $B=s$ .

Para direcciones de viento oblicuas (Caso C), se han observado coeficientes de fuerza aumentados en señales sobre el suelo en comparación con paredes con la misma relación de aspecto en el suelo ([Letchford 1985, 2001; Ginger et al. 1998a](#)). La relación de los coeficientes de fuerza entre las señales sobre el suelo y sobre el suelo (es decir,  $s=h=0,8$  y  $1,0$ , respectivamente) es 1,25, que es la misma relación utilizada en el estándar australiano/neozelandés ([Standards Australia 2002](#)).

La nota 5 de la figura 29.3-1 prevé la interpolación lineal entre estos dos casos.

Para paredes y señales en el suelo ( $s=h=1$ ), el centro vertical medio de presión varió de 0,5 h a 0,6 h ([Holmes 1986; Letchford 1989; Letchford y Holmes 1994; Robertson et al.](#)).

1995, 1996; [Jengibre et al. 1998a](#)): 0,55h fue el valor promedio.

Para las paredes y letreros sobre el suelo, el centro geométrico representa mejor el centro de presión vertical esperado.

La reducción de  $C_f$  causada por la porosidad (Nota 2) sigue una recomendación ([Letchford 2001](#)). Tanto los datos del túnel de viento como los de escala completa han demostrado que las esquinas de retorno reducen significativamente las presiones netas en la región cercana al borde de barlovento del muro o señal ([Letchford y Robertson 1999](#)).

C29.3.2 Letreros Adjuntos Sólidos. Los letreros adheridos a las paredes y sujetos a las limitaciones geométricas de la Sección 29.3.2 deben experimentar presiones de viento aproximadamente iguales a las presiones externas sobre la pared a la que están adheridos. Los requisitos de dimensión para letreros soportados por marcos, donde hay un pequeño espacio entre el letrero y la pared, se basan en el juicio colectivo del comité.

#### C29.4 CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO: OTRAS ESTRUCTURAS

Se puede encontrar orientación para determinar  $G$ ,  $C_f$  y  $A_f$  para estructuras que se encuentran en instalaciones petroquímicas y otras instalaciones industriales que no se abordan de otra manera en ASCE 7 en Cargas de viento para instalaciones petroquímicas y otras instalaciones industriales (Comité de tareas de ASCE sobre fuerzas inducidas por el viento (2011)).

Higos. 29.4-1, 29.4-2 y 29.4-3. Con la excepción de la figura 29.4-3, los valores de los coeficientes de presión y fuerza en estas tablas no se modifican con respecto a ANSI A58.1-1972 (ANSI 1972). Los coeficientes especificados en estas tablas se basan en pruebas de túnel de viento realizadas en condiciones de flujo uniforme y bajo

turbulencia, y su validez en los flujos turbulentos de la capa límite aún no se ha establecido por completo. Los coeficientes de presión adicionales para condiciones no especificadas aquí se pueden encontrar en dos referencias (SIA 1956; ASCE 1961).

Con respecto a la figura 29.4-3, los coeficientes de fuerza son un refinamiento de los coeficientes especificados en ANSI A58.1-1982 (1982) y en ASCE 7-93 (1994). Los coeficientes de fuerza especificados se ofrecen como un procedimiento simplificado que se puede usar para torres de celosía y son consistentes con los coeficientes de fuerza proporcionados en TIA (1991) y los coeficientes de fuerza recomendados por el Grupo de Trabajo No. 4 (IASS 1981).

No es la intención de esta norma excluir el uso de otros literatura reconocida para el diseño de estructuras especiales, tales como torres de transmisión y telecomunicaciones. Recomendar

Las especificaciones para las cargas de viento en los tirantes de las torres no se proporcionan como en las ediciones anteriores de la norma. Se debe hacer referencia a literatura reconocida para el diseño de estas estructuras especiales, como se indica en la Sección 29.1.3. Para el diseño de astas de bandera, ver NAAMM (2007). Para el diseño de soportes estructurales para letreros de carreteras, luminarias y semáforos, consulte AASHTO LTS-6 (AASHTO 2013).

**C29.4.1 Estructuras y Equipos de Techos para Edificios.** Las cargas de viento en las estructuras y equipos de la azotea se revisan en ASCE 7-16 para usar las ecuaciones. (29.4-2) y (29.4-3) para edificios de todas las alturas. El cambio proporciona una mejor representación de la limitada cantidad de investigación disponible (Hosoya et al. 2001; Kopp y Traczuk 2007). El cambio también elimina las inconsistencias entre el equipo en los techos por debajo y ligeramente por encima de los 60 pies (18-3 m) de altura. La investigación en Hosoya et al. (2001) solo trataron un valor de  $A_f$  (0.04Bh). La investigación de Kopp y Traczuk (2008) trató valores de  $A_f = 0.02Bh$  y  $0.03Bh$ , y valores de  $A_r = 0.0067BL$ . Debido a que se espera que  $GCr$  se acerque a 1.0 a medida que  $A_f$  o  $A_r$  se acerquen a la del edificio ( $Bh$  o  $BL$ ), se incluye una interpolación lineal como una forma de evitar una función escalonada en la carga si el diseñador desea tratar otros tamaños. Sin embargo, las cargas proporcionadas por estas disposiciones son más adecuadas para unidades que son mucho más pequeñas que el edificio,  $A_f < 0.05 Bh$  y  $A_r < 0.01 BL$ . Se espera que las cargas resultantes sean demasiado conservadoras si se aplican a estructuras lineales que se extienden más de 0,1 B o 0,1 L a lo largo del techo.

Ambos estudios de investigación mostraron altas fuerzas de elevación en el equipo de la azotea. Por lo tanto, las cargas de levantamiento se abordan en la Sección 29.4.1.

Las pantallas para equipos mecánicos se utilizan comúnmente para ocultar equipos de plomería, eléctricos o mecánicos de la vista.

y se definen como estructuras de techo no cubiertas por un techo y ubicadas lejos del borde del techo del edificio, por lo que no se consideran parapetos. Hay muchas configuraciones y tipos de pantallas disponibles, desde paredes sólidas hasta paneles porosos, que permiten que fluya algo de aire. Aunque prevalece el uso de pantallas de equipos, hay poca investigación disponible para brindar orientación para determinar las cargas de viento en las paredes de las pantallas y el equipo detrás de las pantallas. En consecuencia, las pantallas de techo, el equipo detrás de las pantallas y sus soportes y accesorios a los edificios deben diseñarse para la carga de viento total determinada de acuerdo con la Sección 29.4.1. Cuando se hayan obtenido datos justificativos utilizando el Procedimiento de Túnel de Viento (Capítulo 31), los profesionales del diseño pueden considerar reducciones de carga de viento en el diseño de pantallas y equipos de techo. Por ejemplo, estudios de Zuo et al. (2011) y Erwin et al. (2011) sugieren que las ecuaciones definidas en la Sección 29.4 pueden sobreestimar las cargas de viento sobre algunos tipos de materiales de pantallas y equipos detrás de las pantallas.

Las fuerzas del viento de diseño para tanques montados en el suelo o estructuras similares (superficie lisa como hormigón o acero) con relaciones de aspecto  $H=D$  (altura a diámetro) en el rango de 0,25 a 4 inclusive se determinará de acuerdo con la Sección 29.4.2.

**C29.4.2 Cargas de viento de diseño: depósitos circulares, silos y tanques con  $h \geq 120$  pies ( $h \geq 36,5$  m),  $D \geq 120$  pies ( $D \geq 36,5$  m) y  $0,25 \leq H=D \leq 4$ .** La sección 29.4 contiene la provisión para determinar las cargas de viento en las paredes y techos de silos y tanques. Las disposiciones se basan en gran medida en Standards Australia (2011) y las pruebas en túnel de viento de estructuras cilíndricas de baja altura realizadas con números de Reynolds altos ( $Re > 1,0 \times 10^5$ ) por Sabransky y Melbourne (1987) y Macdonald et al. (1988, 1990). En los ensayos de túnel de viento se encontraron aumentos significativos en las fuerzas de arrastre de los silos agrupados, por lo que las disposiciones de los tanques y silos agrupados se especifican en esta sección.

**C29.4.2.1 Paredes externas de contenedores, silos y tanques circulares aislados.** Esta sección especifica el coeficiente de arrastre,  $C_f$ , para las paredes de contenedores, silos y tanques circulares. El coeficiente de arrastre se adopta de Standards Australia (2011). Tenga en cuenta que la fuerza de arrastre de 0,63 obtenida de una integración de las ecuaciones en AS/NZS 1170.2 (Standards Australia 2002) está cerca del valor del tipo de superficie lisa de la figura 29.4-1.

**C29.4.2.2 Techos de contenedores, silos y tanques circulares aislados.** Esta sección especifica los coeficientes de presión externa ( $C_p$ ) para los techos de contenedores circulares, silos y tanques. Se cubren dos condiciones como se muestra en la Fig. 29.4-5: techos que tienen un ángulo de techo  $\theta < 10^\circ$  y techos que tienen  $10^\circ \leq \theta < 30^\circ$ . Los resultados de techos  $\theta < 10^\circ$  se basan en comparaciones de techos abovedados y techos planos del Capítulo 27 de ASCE 7-10 para condiciones de elevación máxima. Los resultados de techos de  $10^\circ \leq \theta < 30^\circ$  son consistentes con los datos de Sabransky y Melbourne (1987) y Macdonald et al. (1988). Según los ensayos en túnel de viento, solo se observan succiones para las cubiertas definidas.

**C29.4.2.3 Parte inferior de contenedores, silos y tanques circulares elevados aislados.** Esta sección especifica los coeficientes de presión externa,  $C_p$ , para los lados inferiores de contenedores circulares, silos y tanques. Los coeficientes de presión externa,  $C_p$ , se adoptaron de Standards Australia (2011).

Para calcular el factor de efecto de ráfaga  $G$ , el período estructural  $T$  debe basarse en el análisis de toda la estructura: tanque y estructura de soporte.

**C29.4.2.4 Techos y paredes de contenedores, silos y tanques circulares agrupados.** Para silos agrupados, los valores de  $C_p$  y  $C_f$  para techos y paredes se basan en gran medida en Standards Australia (2011) y viento

## Diagrama

Nota:  $h$  = altura del edificio, en pies (m);  $WL$  = ancho de un edificio en su lado más largo, en pies (m);  $WS$  = ancho de un edificio en su lado más corto, en pies (m)

FIGURA C29.4-1 Esquema de un edificio con dimensiones en planta irregulares para uso con cargas de viento en paneles solares montados en el techo

pruebas de túnel de Sabransky y Melbourne (1987) y Macdonald et al. (1990). Los resultados de las pruebas de un grupo en línea de tres silos con un espacio libre de 0.25D entre las paredes adyacentes más cercanas (1.25D de centro a centro) por Sabransky y Melbourne (1987) indicaron que el coeficiente de arrastre para el cilindro central en el grupo aumentado en aproximadamente un 65% con respecto al del cilindro aislado. Los coeficientes de presión sobre todo el techo fueron significativamente mayores en magnitud que los coeficientes de presión correspondientes en el modelo aislado. Se concluyó que una clara

espaciado de 0.25D produjo la máxima interferencia entre dos cilindros finitos.

C29.4.3 Paneles solares en la azotea para edificios de todas las alturas con techos planos o techos a dos aguas o a cuatro aguas con pendientes inferiores a 7°. La Sección 29.4.3 aborda los paneles solares de bajo perfil en techos de poca pendiente. Los requisitos específicos para este tipo de paneles solares se proporcionan porque tales sistemas (a) tienen un uso generalizado y (b) han estado sujetos a pruebas en túneles de viento que brindan orientación sobre las cargas de viento de diseño apropiadas. La figura 29.4-7 intencionalmente tiene un rango de aplicación limitado, con la altura máxima sobre la superficie del techo ( $h_2$ ) para los paneles solares limitada a 4 pies (1,2 m) y la longitud de la cuerda del panel ( $L_p$ ) limitada a 6,7 pies (2,0 m). metro). Los datos del túnel de viento (p. ej., Kopp 2013) muestran que aumentar la altura total sobre el techo o la longitud de la cuerda del panel aumenta las cargas de viento. Asimismo, la altura del espacio entre los paneles y la superficie del techo ( $h_1$ ) está limitada a 2 pies (0,61 m); de lo contrario, el flujo de viento debajo de los paneles puede causar un levantamiento superior al cubierto en la figura. Los requisitos no son aplicables a estructuras abiertas porque los datos de prueba aplicables son de estructuras cerradas, que tienen una aerodinámica diferente a las estructuras abiertas. Las zonas del techo que se muestran en la Fig. 29.4-7 son más grandes que las de las cargas del techo, como se explica en Banks (2012) y Kopp (2013). Los edificios con planos no rectangulares, como el esbozado en la Fig. C29.4-1, adaptado de SEAOC (2012), pueden usarse como guía para aplicar los requisitos. Las esquinas reentrantes no crean una Zona 3 porque los vórtices de las esquinas solo se forman en las esquinas salientes o salientes.

De manera similar, las esquinas exteriores en ángulos superiores a 90° tienden a debilitar los vórtices; a medida que este ángulo se vuelve más obtuso, la esquina del edificio comienza a aplanarse y parece más una condición de borde.

Las curvas del coeficiente de presión neta nominal  $\delta G_{Crn}^p nom$  se derivan de los datos de prueba en túnel de viento dentro del rango de parámetros permitido por la Fig. 29.4-7. Estas curvas se crean en base a una metodología consistente con la utilizada para las cargas de componentes y revestimiento (C&C) de ASCE 7. Los coeficientes de presión neta que se muestran en las curvas de diseño de la figura se denotan  $\delta G_{Crn}^p nom$ .

ya que estos valores deben ajustarse según las condiciones del borde del arreglo, el tamaño del parapeto y la longitud del panel solar.

Los datos del túnel de viento indican que los valores de  $\delta G_{Crn}^p nom$  no están relacionados linealmente con el ángulo de inclinación del panel en todo el rango de ángulos de inclinación. Los datos indican que hay un cambio relativamente pequeño en los valores de  $\delta G_{Crn}^p nom$  para los paneles de inclinación inferiores en el rango de 1° a 5°. Luego hay un rápido aumento en los valores de  $\delta G_{Crn}^p nom$  de 5° a 15°. De nuevo, hay un cambio relativamente pequeño en los valores de  $\delta G_{Crn}^p nom$  para los paneles de mayor inclinación en el rango de 15° a 35° porque, para los ángulos de inclinación más altos, los paneles aguas arriba crean turbulencia, lo que aumenta las cargas de viento en todos los paneles aguas abajo (p. ej., Kopp et al. 2012; Kopp 2013). Por lo tanto, la figura se creó con dos curvas  $\delta G_{Crn}^p nom$  para abordar este fenómeno: una curva  $\delta G_{Crn}^p nom$  para paneles de baja inclinación en el rango de 0° a 5° y otra para paneles de alta inclinación en el rango de 15° a 35°. Para ángulos de inclinación del panel en el rango de 5° a 15°, se permite la interpolación lineal. Los valores de  $\delta G_{Crn}^p nom$  son para valores positivos y negativos.

Los datos de las pruebas del túnel de viento muestran presiones positivas y negativas similares para los paneles solares (que son muy diferentes a las cargas de viento típicas del diseño de los miembros del techo).

Los parapetos suelen empeorar las cargas de viento en los paneles solares, particularmente en edificios más anchos. Los parapetos elevan los vórtices por encima de la superficie del techo y los empujan más juntos, hacia adentro desde los bordes. No está del todo claro por qué los efectos de vórtice son más severos en esta situación, pero las pruebas muestran que esto puede resultar en cargas de viento que son significativamente mayores que en ausencia de un parapeto, particularmente para paneles inclinados sin cubierta.

El factor de altura del parapeto,  $\hat{y}$ , explica este efecto.

Los paneles solares normalmente se instalan en conjuntos grandes con filas poco espaciadas, y las filas de los extremos y los paneles experimentan presiones de viento mayores que los paneles interiores, que están protegidos por paneles adyacentes. Para tener en cuenta la mayor carga en las filas finales y los paneles, se aplica un factor de aumento del borde de la matriz, tomado de SEAOC (2012). Sin embargo, las filas individuales de paneles solares se pueden determinar utilizando esta sección, teniendo en cuenta que todos los paneles solares se definen como expuestos.

El equipo y las estructuras de la azotea, como las unidades HVAC, las pantallas o los áticos, pueden brindar algunos beneficios de protección a los paneles solares ubicados directamente a favor del viento del objeto; a la inversa, sin embargo, las regiones alrededor de los bordes de tales estructuras pueden tener un flujo de viento acelerado bajo direcciones de viento variadas.

En consecuencia, el factor de aumento del borde ignora dichas estructuras y se calcula en función de la distancia al borde del edificio o al conjunto adyacente, sin tener en cuenta las estructuras de techo intermedias.

Esto da como resultado que los paneles adyacentes a los objetos de la azotea estén diseñados para cargas de viento más altas para tener en cuenta el flujo de viento acelerado.

Los requisitos se pueden usar para arreglos en cualquier orientación del plano en relación con los ejes o bordes del edificio; las dimensiones d1 y d2 se miden paralelas a los ejes principales del conjunto considerado. El requisito de la Fig. 29.4-7 para que los paneles del arreglo se retraigan del borde del techo tiene como objetivo garantizar que los paneles estén fuera del viento de alta velocidad en las capas de corte separadas en el borde. Si la matriz se compone de una sola fila de paneles solares, o de un solo panel, entonces d2 no está definido y  $\gamma E = 1.5$ .

Los estudios de túnel de viento han demostrado que las cargas de viento en los paneles solares del techo no necesitan aplicarse simultáneamente a las cargas de viento de C&C del techo para las partes del techo que están cubiertas por el panel. Cuando una parte de la luz de un miembro del techo está cubierta por un panel solar y el resto no está cubierto, entonces el miembro del techo debe diseñarse con la carga del viento del panel solar en la parte cubierta con la aplicación simultánea de la carga C&C del techo en la parte descubierta. En un caso de carga separada, también se debe verificar el miembro para cargas de viento C&C suponiendo que los paneles fotovoltaicos no están presentes. Para las instalaciones de paneles nuevos en edificios existentes, no se requiere este caso de carga separada para verificar la capacidad de la estructura del techo existente para resistir las cargas de viento C&C del techo aplicadas sobre toda el área del techo (es decir, suponiendo que los paneles solares no están presentes).

Las cargas de viento aquí se obtuvieron para paneles solares sin tratamientos aerodinámicos como cubiertas o deflectores. La carga de viento ascendente para arreglos con protección puede ser menor, pero debido al rango de resultados posibles y la sensibilidad a los detalles de diseño, dichos arreglos deberían probarse en un túnel de viento para usar cargas reducidas de las especificadas aquí. También se debe tener en cuenta que las cargas horizontales (de arrastre) podrían aumentar con el uso de protectores o deflectores.

Procedimiento para usar la figura 29.4-7. Para simplificar el uso de la figura, el siguiente es un procedimiento paso a paso.

- Paso 1: Confirme la aplicabilidad de la figura a la instalación solar y la construcción.
- Paso 2: Para paneles con  $\gamma \geq 2^\circ$  y  $h_2 \geq 10$  in: (254 mm), se puede usar el procedimiento que usa d2 Sección 29.4.4 según la Nota 4.
- Paso 3: Confirme que el diseño proporcione la distancia mínima desde el borde del techo según la Nota 5.
- Paso 4: Determinar las zonas del techo.
- Paso 5: Determinar el área efectiva del viento y el viento normalizado área para cada elemento que se está evaluando.
- Paso 6: Calcular  $\delta GCrnB_{nom}$  del gráfico aplicable, usando interpolación lineal para valores de  $\gamma$  entre  $5^\circ$  y  $15^\circ$ .
- Paso 7: Aplique el factor de ajuste de longitud de cuerda,  $\gamma C$ .
- Paso 8: Aplique el Factor de borde d2,  $\gamma E$ , si es necesario.
- Paso 9: Aplique el factor de altura del parapeto,  $\gamma p$ .
- Paso 10: Calcular  $\delta GCrnB$ .
- Paso 11: Calcular la presión, p, usando la Ec. (29.4-5).

C29.4.4 Paneles solares en el techo paralelos a la superficie del techo en edificios de todas las alturas y pendientes del techo. Las cargas de viento de los paneles solares planos montados en el techo que están cerca y paralelos a la superficie del techo tienden a ser más bajas que las cargas en un techo desnudo debido a la compensación de presión (Kopp et al. 2012; Kopp 2013), excepto en el perímetro de la matriz. El factor de ecualización de la presión de los paneles solares,  $\gamma A$ , explica esta reducción, basándose, en particular, en los datos de Stenabaugh et al. (2015). Para que se produzca la igualación de la presión, los paneles no pueden ser demasiado grandes, debe haber un espacio mínimo entre los paneles y la altura sobre la superficie del techo no puede ser demasiado grande. Los requisitos actuales se basan en tamaños de paneles de hasta 6,7 pies (2,0 m) de largo para alturas por encima de la superficie del techo inferiores a 10 pulgadas (254 mm) y un espacio mínimo alrededor de los paneles de 0,25 pulgadas (6,35 mm). brechas más grandes y

las alturas más bajas sobre la superficie del techo podrían disminuir aún más las cargas de viento, pero se requerirían pruebas en túnel de viento para aprovechar esta diferencia. Para paneles de techo de metal, el 10-in. (254 mm) la distancia máxima por encima de la superficie del techo se mide desde la parte plana de los paneles, en lugar de desde la parte superior de las nervaduras del panel.

Los paneles alrededor del borde de la matriz pueden experimentar cargas de viento más altas. La definición de estos paneles expuestos es la misma que para los paneles inclinados en la Sección 29.4.3.

## C29.5 PARAPETOS

Antes de la edición de 2002 de ASCE 7, no se incluyeron disposiciones para el diseño de parapetos debido a la falta de investigación directa.

En la edición de 2002 de ASCE 7, se agregó un método racional basado en la experiencia, la intuición y el juicio colectivos del comité. En la edición de 2005, las disposiciones del parapeto se actualizaron como resultado de una investigación realizada en la Universidad de Western Ontario (Mans et al. 2000, 2001) y en la Universidad de Concordia (Stathopoulos et al. 2002a, b).

Las presiones del viento sobre un parapeto son una combinación de las presiones de la pared y del techo, según la ubicación del parapeto y la dirección del viento (Fig. C29.5-1). Un parapeto de barlovento experimenta la presión positiva de la pared en su superficie frontal (lado exterior del edificio) y la presión negativa de la zona del borde del techo en su superficie trasera (lado del techo). Este comportamiento se basa en el concepto de que la zona de succión provocada por la separación de la corriente de viento en el alero del techo se desplaza hacia la parte superior del parapeto cuando éste está presente. Así, la misma succión que actúa sobre el borde del techo también actúa sobre la parte trasera del parapeto.

El parapeto de sotavento experimenta una presión de pared positiva en su superficie posterior (lado del techo) y una presión de pared negativa en su superficie frontal (lado exterior del edificio). No debe haber reducción en la presión positiva de la pared hacia el parapeto de sotavento causada por la protección del parapeto de barlovento porque, por lo general, están demasiado separados para experimentar este efecto. Debido a que todos los parapetos estarían diseñados para todas las direcciones del viento, cada parapeto sería a su vez el parapeto de barlovento y sotavento y, por lo tanto, debe diseñarse para ambos conjuntos de presiones.

Para el diseño del sistema principal de resistencia a la fuerza del viento (MWFRS), las presiones utilizadas describen la contribución del parapeto a las cargas generales del viento en ese sistema. Para simplificar, las presiones frontal y trasera sobre el parapeto se han combinado en un coeficiente para el diseño de MWFRS. Por lo general, el diseñador no debería necesitar las presiones delantera y trasera separadas para el diseño de MWFRS. Las presiones internas dentro del parapeto se cancelan en la determinación del coeficiente combinado. la suma de

estos coeficientes de presión externa e interna, frontal y trasera es un nuevo término (GCpn), el coeficiente de presión neta combinado para un parapeto.

Para el diseño de los componentes y revestimiento (C&C), se utilizó un enfoque similar. Sin embargo, no es posible simplificar los coeficientes debido a la mayor complejidad de los coeficientes de presión de C&C. Además, las presiones delantera y trasera no se combinan porque el diseñador puede estar diseñando elementos separados en cada cara del parapeto. La presión interna se requiere para determinar las presiones netas en las superficies de barlovento y sotavento del parapeto. Las disposiciones guían al diseñador a la presión correcta (GCp) y de velocidad que debe usar para cada superficie, como se ilustra en la Fig. C29.5-1.

Las paredes interiores que sobresalen del techo, como las medianeras y las paredes cortafuego, deben diseñarse como parapetos a barlovento tanto para MWFRS como para C&C.

La presión interna que puede estar presente dentro de un parapeto depende en gran medida de la porosidad de la envoltura del parapeto.

FIGURA C29.5-1. Diseño de presiones de viento en parapetos

En otras palabras, depende de la probabilidad de que los materiales de la superficie de la pared pierdan presión de aire en las cavidades internas del parapeto. Para parapetos sólidos, como concreto o mampostería, la presión interna es cero porque no hay cavidad interna.

Ciertos materiales de las paredes pueden ser impermeables a las fugas de aire y, como tales, tienen poca o ninguna presión interna o succión, por lo que puede ser apropiado usar el valor de ( $GC_{pi}$ ) para un edificio cerrado. Sin embargo, ciertos materiales y sistemas utilizados para construir para mascotas que contienen cavidades son más porosos, lo que justifica el uso de los valores ( $GC_{pi}$ ) para edificios parcialmente cerrados o superiores. Otro factor en la determinación de la presión interna es si la cavidad del parapeto se conecta al espacio interno del edificio, lo que permite que la presión interna del edificio se propague hacia el parapeto. La selección del coeficiente de presión interna apropiado se deja a juicio del profesional del diseño.

#### C29.7 CARGA MÍNIMA DE VIENTO DE DISEÑO

Esta sección especifica una carga de viento mínima que se aplicará horizontalmente en toda la proyección vertical de las otras estructuras, como se muestra en la Fig. C27.1-1. Este caso de carga debe aplicarse como un caso de carga separado además de los casos de carga normales especificados en otras partes de este capítulo.

#### REFERENCIAS

- Asociación Estadounidense de Funcionarios de Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO). (2013). "Especificaciones estándar para soportes estructurales para señales de tráfico, luminarias y señales de tráfico", 6<sup>a</sup> ed. AASHTO LTS-6, Washington, DC.
- Instituto Nacional Estadounidense de Estándares (ANSI). (1972). Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras, ANSI A58.1-1972, Washington, DC.
- ANSI. (mil novecientos ochenta y dos). Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras, ANSI A58.1-1982, Washington, DC.
- ASCE. (1961). "Fuerzas del viento en las estructuras". Trans. ASCE, 126(2), 1124–1198.
- ASCE. (1994). Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras, Nueva York.
- Comité de tareas de la ASCE sobre fuerzas inducidas por el viento. (2011). Cargas de viento para instalaciones petroquímicas y otras instalaciones industriales, Reston, VA.
- Bancos, D (2012). "Cargas de viento en paneles planos inclinados en techos comerciales: los efectos de los vórtices en las esquinas". Avances en ingeniería de huracanes, CP Jones y LG Griffis, eds. ASCE, Reston, VA.
- Cook, Nueva Jersey (1990). La guía del diseñador para la carga de viento en estructuras de edificios, Parte II, Butterworths Publishers, Londres.
- Erwin, JW, Chowdhury, AG y Bitsuamlak, G. (2011). "Cargas de viento en equipos de techo montados en un techo plano". J. Ing. Eólico. 8(1), 23–42.
- Fox, T. y Levitan, M. (2005). "Una mirada integral a la carga del viento en paredes y letreros independientes. Proc., 10th Americas Conf. en Wind Eng., Baton Rouge, LA.

- Giannoulis, A., Stathopoulos, T., Briassoulis, D. y Mistriotis, A. (2012). "Carga de viento en paneles verticales con diferentes permeabilidades". *J. Ing. Eólico. industria Aerodin.* 107, 1–16.
- Ginger, JD, Reardon, GF y Langtree, BA (1998a). "Cargas de viento en cercas y vallas publicitarias". Proc., Estructura de Australasia. Ing. Conf., Colegio Estructural de Ingenieros de Australia, Barton, Territorio de la Capital Australiana, AU, 983–990.
- Ginger, JD, Reardon, GF y Langtree, BL (1998b). Cargas de viento en vallas y vallas. Estación de prueba estructural Cyclone, Universidad James Cook, Townsville, Queensland, AU.
- Holmes, JD (1986). "Pruebas de túnel de viento en paredes independientes en CSIRO". Informe interno 86/47, División de Investigación de Construcción de CSIRO, Clayton, South Victoria, AU.
- Hosoya, N., Cermak, JE y Steele, C. (2001). "Un estudio de túnel de viento de una unidad de aire acondicionado cúbica en la azotea en un edificio bajo". Proc., Conferencia de las Américas. en Wind Eng., Asociación Americana de Ingeniería Eólica, Fort Collins, CO.
- IASS, Grupo de Trabajo No. 4. (1981). Recomendaciones para mástiles arriostados. Asociación Internacional de Estructuras Estructurales y Espaciales, Madrid, España.
- Kopp, GA (2013). "Cargas de viento en paneles solares inclinados de perfil bajo colocados en techos de edificios grandes, planos y de poca altura". *J. Estructura. Ing.*, doi: [10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000821](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000821).
- Kopp, GA, Farquhar, S. y Morrison, MJ (2012). "Mecanismos aerodinámicos para cargas de viento en paneles solares inclinados, montados en el techo". *J. Ing. Eólico. industria Aerodin.* 111, 40–52.
- Kopp, GA y Traczuk, G. (2007). "Cargas de viento en un cubo montado en el techo". (BLWT-SS47\_2007). Laboratorio de túnel de viento de capa límite, Londres, ON.
- Letchford, CW (1985). "Cargas de viento en muros independientes". Reportar UEL 159/85, Dpto. Ing. Sci., Univ. de Oxford, Oxford, Reino Unido.
- Letchford, CW (1989). "Cargas de viento y momentos de vuelco en muros autoportantes". Proc., segundo simposio de Asia Pacífico. on Wind Eng., Asociación Internacional de Ingeniería Eólica, Kanagawa, Japón.
- Letchford, CW (2001). "Cargas de viento en letreros rectangulares y vallas cosas." *J. Ing. Eólico. industria Aerodin.* 89, 135–151.
- Letchford, CW y Holmes, JD (1994). "Cargas de viento en muros independientes en capas límite turbulentas". *J. Ing. Eólico. industria Aerodin.* 51(1), 1–27.
- Letchford, CW y Robertson, AP (1999). "Carga de viento media en los extremos delanteros de los muros independientes". *J. Ing. Eólico. industria Aerodin.* 79(1), 123–134.
- Macdonald, PA, Kwok, KCS y Holmes, JD (1988). "Cargas de viento en contenedores de almacenamiento circulares, silos y tanques: 1. Mediciones de presión puntual en estructuras aisladas". *J. Wind Eng. industria Aerodin.* 31(2–3), 165–187.
- Macdonald, PA, Holmes, JD y Kwok, KCS (1990). Cargas de viento en contenedores de almacenamiento circulares, silos y tanques. II. Efecto de la agrupación, *J. Wind Eng. industria Aerodin.* 34(1), 77–95.
- Mans, C., Kopp, G. y Surry, D. (2000). "Cargas de viento en parapetos, Parte 1". BLWTL-SS23-2000, Universidad de Western Ontario, Londres, ON.
- Mans, C., Kopp, G. y Surry, D. (2001). "Cargas de viento en parapetos, Partes 2 y 3". BLWT-SS37-2001 y BLWT-SS38-2001, Universidad de Western Ontario, Londres, ON.
- Mehta, KC, Smith, DA y Zuo, D. (2012). "Pruebas de campo y túnel de viento de señales, informe final, procedimientos de prueba y resultados". Lubbock, TX, Universidad Tecnológica de Texas.
- Asociación Nacional de Fabricantes de Metal Arquitectónico (NAAMM).
- (2007). "Especificaciones de la guía para el diseño de mástiles metálicos para banderas", ANSI/NAAMM FP 1001–13, Glen Ellyn, IL.
- Robertson, AP, Hoxey, RP, Short, JL, Ferguson, WA y Osmond, S.
- (1995). "Cargas de viento en muros independientes: un estudio a gran escala". Proc., noveno internacional Conf. en Wind Eng., Wiley Eastern Science, 457–468.
- Robertson, AP, Hoxey, RP, Short, JL, Ferguson, WA y Osmond, S.
- (1996). "Ensayo a escala real para determinar las cargas de viento en muros autoportantes". *J. Ing. Eólico. industria Aerodin.* 60(1), 123–137.
- Robertson, AP, Hoxey, RP, Short, JL y Ferguson, WA (1997).
- "Mediciones a gran escala y predicciones computacionales de cargas de viento en muros independientes". *J. Ing. Eólico. industria Aerodin.*, 67–68, 639–646.
- Sabransky, IJ y Melbourne, WH (1987). "Distribución de presión de diseño en silos circulares con techos cónicos". *J. Ing. Eólico. industria Aerodin.* 26(1), 65–84.
- Smith, DA, Zuo, D. y Mehta, KC (2014). "Características de la fuerza neta y el par inducidos por el viento en un letrero rectangular medido en el campo". *J. Ing. Eólico. industria Aerodin.* 133(0), 80–91.
- Normas de Australia. (2002). "Acciones de diseño estructural, Parte 2: Acciones de viento". AS/NZS 1170.2:2002. Estándares Australia, Sidney, Nueva Gales del Sur, AU.
- Normas de Australia. (2011). "Acciones de diseño estructural—Acciones de viento". AS/NZS 1170.2:2011. Estándares Australia, Sidney, Nueva Gales del Sur, AU.
- Stathopoulos, T., Saathoff, P. y Bedair, R. (2002a). "Las presiones del viento sobre parapetos de azoteas". *J. Arco. Ing.* 8(2), 49–54.
- Stathopoulos, T., Saathoff, P. y Du, X. (2002b). "Cargas de viento en los parapetos". *J. Ing. Eólico. industria Aerodin.* 90, 503–514.
- Stenabaugh, SE, Iida, Y., Kopp, GA y Karava, P. (2015). "Cargas de viento en paneles fotovoltaicos montados en techos inclinados de edificios de poca altura, paralelos a la superficie del techo". *J. Ing. Eólico. industria Aerodin.* 139(4), 16–26.
- Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). (2012). "Cargas de viento en sistema solar fotovoltaico de bajo perfil en cubiertas planas". Informe SEAOC-PV2-2012, Sacramento, CA.
- Sociedad Suiza de Ingenieros y Arquitectos (SIA). (1956). "Normen fur die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten". SIA Technische Norman No. 160, Zúrich.
- Asociación de la Industria de las Telecomunicaciones (TIA). (1991). "Normas estructurales para torres de antenas de acero y estructuras de soporte de antenas". ANSI/EIA/TIA 222-E, Arlington, VA.
- Zuo, D., Letchford, CW y Wayne, S. (2011). "Estudio en túnel de viento de la carga de viento en paneles rectangulares con persianas", *Wind Struct.* 14(5), 449–463.
- Zuo, D., Smith, DA y Mehta, KC (2014). "Estudio experimental de la carga de viento de estructuras de letreros rectangulares". *J. Ing. Eólico. industria Aerodin.* 130(0): 62–74.

## CAPÍTULO C30

### CARGAS DE VIENTO: COMPONENTES Y REVESTIMIENTO

Al desarrollar el conjunto de coeficientes de presión aplicables para el diseño de componentes y revestimientos (C&C) como se indica en las Figs. 30.3-1, 30.3-2A-C, 30.3-3, 30.3-4, 30.3-5A-B y 30.3-6, se siguió un enfoque envolvente pero usando métodos diferentes que para el sistema principal de resistencia a la fuerza del viento (MWFRS) de la figura 28.3-1. Debido al área efectiva pequeña que puede estar involucrada en el diseño de un componente particular (considere, por ejemplo, el área efectiva asociada con el diseño de un sujetador), las fluctuaciones de presión puntuales pueden estar altamente correlacionadas sobre el área efectiva de interés.

Consideré las cargas locales en las correas que se muestran en la figura C28.3-1. El enfoque involucró el promedio espacial y el promedio temporal de las presiones puntuales sobre el área efectiva que transmite cargas a la correa mientras se permitía que el modelo de construcción rotara en el túnel de viento 360°. Como las presiones localizadas inducidas también pueden variar ampliamente en función de la ubicación específica en el edificio, la altura sobre el nivel del suelo, la exposición y, lo que es más importante, las discontinuidades geométricas locales y la ubicación del elemento en relación con los límites en las superficies del edificio (ej., paredes, techos), estos factores también se incluyeron en las pruebas del túnel de viento. Así, para los coeficientes de presión dados en las Figs. 30.3-1, 30.3-2A-C, 30.3-3, 30.3-4, 30.3-5A-B y 30.3-6, se han eliminado la direccionalidad del viento y la influencia de la exposición y las superficies del edificio han sido "Zonificado" para reflejar una envolvente de las presiones máximas posibles para una aplicación de diseño determinada.

Para ASCE 7-16, las zonas de techo y los coeficientes de presión de la Fig. 30.3-2A se modificaron según el análisis de Kopp y Morrison (2014), que hizo uso de la extensa base de datos de túneles de viento desarrollada por Ho et al. (2005). St. Pierre et al. (2005) proporcionó una evaluación de esta base de datos en comparación con datos anteriores de Davenport et al. (1977, 1978) y ASCE 7 (2002), mientras que Ho et al. (2005) compararon los datos con datos de campo a gran escala de la Universidad Tecnológica de Texas (Mehta y Levitan 1998). Todos los datos fuente utilizados en el estudio son de acceso público a través del sitio web del Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (ver, por ejemplo, Main y Fritz 2006). En comparación con las versiones anteriores de ASCE 7, los coeficientes de presión se han aumentado y ahora son más consistentes con los coeficientes para edificios de más de 60 pies (18,3 m). Los tamaños de las zonas de techo también se modifican con respecto a las versiones anteriores para minimizar el aumento de los coeficientes de presión en las Zonas 1 y 2. Los datos indican que para estos edificios de poca altura, el tamaño de las zonas de techo depende principalmente de la altura del edificio. H. Ahora ocurre una Zona 1 para edificios grandes, lo que explica las cargas de viento más bajas en el medio del techo. La Zona 3 (esquina del techo) tiene forma de "L", consistente con la forma de la Zona 3 para edificios de más de 60 pies (18,3 m) y consistente con los datos de carga de viento. En la figura C30-1 se ilustran cuatro configuraciones de zonas potenciales basadas en las proporciones de las dimensiones del plano de construcción más pequeñas y más grandes. Además, cuando la mayor dimensión horizontal

es inferior a 0,4h (el edificio no corresponde a la forma típica de un edificio de poca altura), hay una única zona de cubierta (Zona 3).

Se pueden encontrar explicaciones detalladas en Kopp y Morrison (2014).

Como se indica en la discusión de la Fig. 28.3-1, los experimentos del túnel de viento verificaron los terrenos de Exposición B y C. Básicamente, los valores (G<sub>Cp</sub>) asociados con el terreno de Exposición B serían más altos que los del terreno de Exposición C debido a la presión de velocidad reducida en el terreno de Exposición B. Los valores (G<sub>Cp</sub>) dados en las Figs. 30.3-1, 30.3-2A-C, 30.3-3, 30.3-4, 30.3-5A-B y 30.3-6 están asociados con el terreno de Exposición C obtenido en el túnel de viento. Sin embargo, también se pueden usar para cualquier exposición cuando se usa la presión de velocidad correcta que representa la exposición adecuada. Los valores (G<sub>Cp</sub>) dados en las Figs. 30.3-2A-C están asociados con las pruebas de túnel de viento realizadas en las Exposiciones B y C.

Para la figura 30.3-2A, los coeficientes se aplican por igual a las exposiciones B y C, según los datos del túnel de viento que muestran diferencias insignificantes en (G<sub>Cp</sub>) para las exposiciones B y C. En consecuencia, el truncamiento de Kz en la tabla 30.3-1 de ASCE 7 -10 no es necesario para edificios de menos de 30 pies (9,1 m), y se pueden usar los valores Kz más bajos.

Los coeficientes de presión dados en la Fig. 30.5-1 para edificios con una altura media superior a 60 pies (18,3 m) se desarrollaron siguiendo un enfoque similar, pero no se envió la influencia de la exposición (Stathopoulos y Dumitrescu-Brulotte 1989).

Por lo tanto, las categorías de exposición B, C o D pueden usarse con los valores de (G<sub>Cp</sub>) en la figura 30.5-1 según corresponda.

#### C30.1 ALCANCE

**C30.1.1 Tipos de edificios.** Se puede encontrar orientación para determinar Cf y Af para C&C de estructuras que se encuentran en instalaciones petroquímicas y otras instalaciones industriales que no se abordan en ASCE 7 en Cargas de viento para instalaciones petroquímicas y otras instalaciones industriales (ASCE 2011). La edición de 2011 hace referencia a ASCE 7-05 y el usuario debe realizar los ajustes necesarios cuando se requiera el cumplimiento de la norma ASCE 7-10.

**C30.1.5 Revestimiento permeable al aire.** Los revestimientos de paredes o techos permeables al aire permiten una compensación parcial de la presión del aire entre sus superficies exterior e interior. Los ejemplos incluyen revestimientos, paredes de protección contra la lluvia con compensación de presión, tejas, tejas (incluidos los ensamblajes de techos modulares con vegetación), adoquines de techo de concreto y superficies de techos con agregados.

La presión máxima que actúa sobre un material de revestimiento permeable al aire depende de las características de otros componentes o capas del ensamblaje de la envolvente del edificio. En cualquier instante dado, la presión neta total a través de un ensamblaje de envolvente de edificio es igual a la suma de las presiones parciales a través de las capas individuales, como se muestra en la figura C30.1-1. Sin embargo, la proporción de la presión neta total soportada por cada capa varía de un instante a otro.

FIGURA C30-1 Cuatro escenarios posibles para zonas de techo, que dependen de las proporciones de las dimensiones planas horizontales menor y mayor a la altura media del techo  $h$

FIGURA C30.1-1 Distribución de los componentes netos y la presión del revestimiento que actúa sobre la superficie de un edificio (envolvente del edificio) compuesto por tres componentes (capas)

instantáneo debido a las fluctuaciones en las presiones externas e internas y depende de la porosidad y rigidez de cada capa, así como de los volúmenes de los espacios de aire entre las capas.

Como resultado, aunque las distintas capas comparten la carga, la suma de las presiones máximas en las capas individuales suele exceder la presión máxima en todo el sistema. En ausencia de información detallada sobre la división de cargas, un enfoque simple y conservador es asignar la presión diferencial completa a cada capa diseñada para soportar carga.

Para maximizar la igualación (reducción) de presión en cualquier sistema de revestimiento (independientemente de la permeabilidad del revestimiento en sí), la capa o capas detrás del revestimiento deben ser

- Relativamente rígido en comparación con el material de revestimiento; y
- Relativamente impermeable al aire en comparación con el revestimiento material.

Además, el espacio de aire entre el revestimiento y la siguiente superficie envolvente del edificio adyacente detrás del revestimiento (por ejemplo, el revestimiento exterior) debe ser tan pequeño como sea posible y compartimentado para evitar la comunicación o ventilación entre diferentes zonas de presión de las superficies de un edificio.

Las presiones de viento de diseño derivadas del Capítulo 30 representan el diferencial de presión entre las superficies exterior e interior de la envolvente exterior (pared o sistema de techo). Debido a la compensación parcial de la presión del aire proporcionada por los revestimientos permeables al aire, las presiones C&C derivadas del Capítulo 30 pueden sobreestimar la carga sobre los elementos del revestimiento permeable al aire. El diseñador puede optar por usar las cargas derivadas del Capítulo 30 o usar cargas derivadas por un método alternativo aprobado. Si el diseñador desea determinar el diferencial de presión a través de un elemento de revestimiento específico en combinación con otros elementos que comprenden un conjunto de envolvente de edificio específico, se deben realizar las mediciones de presión apropiadas en el conjunto de envolvente de edificio aplicable, o se debe hacer referencia a la literatura reconocida ([Cheung y Melbourne 1986](#); [Haig 1990](#); [Baskaran 1992](#); [SBCCI 1994](#); [Peterka et al. 1997](#); [ASTM 2006, 2007](#); [Kala et al. 2008](#); [Baskaran et al. 2012](#); [Kopp y Gavanski 2012](#); y [Cope et al. 2012](#)) para la documentación correspondiente a las cargas de viento.

Dichos métodos alternativos pueden variar según un producto de revestimiento dado o una clase de productos de revestimiento o ensamblajes porque cada uno tiene características únicas que afectan la igualación de la presión. Es importante considerar la metodología utilizada para determinar el viento

distribución de la presión a través de un conjunto multicapa que incluye una capa de revestimiento permeable al aire. Túnel de viento a gran escala reciente Las pruebas han demostrado que una distribución precisa del viento presión en un conjunto de pared exterior multicapa debe tener en cuenta para las fluctuaciones espaciales y temporales (dinámicas) del viento presión representativa de las condiciones reales de flujo de viento (Cope et al. 2012). Otros factores a considerar incluyen la influencia de las vías de flujo de aire a través del ensamblaje (por ejemplo, aberturas o penetraciones a través de cualquier capa dada) y los métodos apropiados de coeficientes envolventes de presión máxima para cada capa de un conjunto de varias capas (p. ej., Cope et al. 2012) para garantizar que el sistema confiabilidad y consistencia con la caracterización del pico coeficientes de presión en esta norma.

Los ensamblajes modulares de techos vegetales constan de vegetación y otros componentes integrados a modo de bandeja. Estas bandejas tienen espacios de aire verticales (un mínimo de 0,25 pulg. (6,25 mm)) entre el módulo y sistema de cubierta y espacios de aire horizontales entre ellos. Estos espacios de aire permiten la ecualización parcial de la presión de aire.

### C30.3 TIPOS DE EDIFICIOS

**C30.3.1 Condiciones.** Para la presión de velocidad, consulte el comentario, Sección C26.10.1.

**C30.3.2 Presiones de viento de diseño.** Para la presión de velocidad, consulte comentario, Sección C26.10.1.

higos. 30.3-1 y 30.3-2A-C. Los valores del coeficiente de presión proporcionadas en estas figuras se utilizarán para edificios con una media altura del techo de 60 pies (18,3 m) o menos. Los valores se obtuvieron de pruebas de túnel de viento realizadas en la Universidad de Western Ontario (Davenport et al. 1977, 1978; Ho et al. 2005; St. Pierre et al. 2005; Kopp y Morrison 2014; Vickery et al. 2011; Gavanski et al.

2013). Los valores de techo negativo (GCp) dados en estas figuras son significativamente mayor (en magnitud) que los dados en anteriores versiones (2010 y anteriores) pero son consistentes con las dadas en Ho et al. (2005). Los valores (GCp) dados en las figuras se dan en forma de ecuación en las Tablas C30.3-1 a C30.3-10. Tenga en cuenta que el (GCp) los valores dados en la Fig. 30.3-2A-C son una función de la pendiente del techo.

Algunas de las características de los valores de la figura son las siguientes:

1. Los valores son valores combinados de (GCp). El efecto de ráfaga los factores de estos valores no deben separarse;
2. La presión de velocidad, qh, evaluada a la altura media del techo debe usarse con todos los valores de (GCp);
3. Los valores proporcionados en la figura representan la parte superior límites de los valores más severos para cualquier dirección del viento. La probabilidad reducida de que la velocidad del viento de diseño pueda no ocurrir en la dirección particular para la cual el peor coeficiente de presión registrado no ha sido incluido en los valores mostrados en la figura; y
4. Los valores del túnel de viento, medidos, se basaron en la velocidad media horaria del viento. Los valores proporcionados en las cifras

Tabla C30.3-1. Muros para Edificios con h=60 ft (h=18.3 m)  
(Figura 30.3-1)

Positivo:	$\delta GCp = 1.0$ para $A = 10 \text{ ft}^2$
Zonas 4 y 5	$\delta GCp = 1.1766 - 0.1766 \log A$ para $10 < A \leq 500 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 0.7$ para $A > 500 \text{ ft}^2$
Negativo:	$\delta GCp = 1.1$ para $A = 10 \text{ ft}^2$
zona 4	$\delta GCp = 1.2766 - 0.1766 \log A$ para $10 < A \leq 500 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 0.8$ para $A > 500 \text{ ft}^2$
Negativo:	$\delta GCp = 1.4$ para $A = 10 \text{ ft}^2$
zona 5	$\delta GCp = 1.7532 - 0.3532 \log A$ para $10 < A \leq 500 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 0.8$ para $A > 500 \text{ ft}^2$

son los valores medidos divididos por la dinámica de 3 segundos presión de ráfaga a la altura media del techo para ajustar la reducción valores del coeficiente de presión asociados con una ráfaga de 3 s velocidad.

Tabla C30.3-2. Techo a dos aguas,  $7^\circ < \theta < 20^\circ$  (Figura 30.3-2A)

Positivo con y sin voladizo	
Todas las zonas	$\delta GCp = 0.3$ $\delta GCp = 0.4000 - 0.100 \log A$ para $A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 0.2$ para $A > 100 \text{ ft}^2$
	Negativo sin voladizo
Zona 1	$\delta GCp = 0.9$ para $A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 1.9000 - 0.5000 \log A$ para $100 < A \leq 1,000 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 0.4$ para $A > 1,000 \text{ ft}^2$
Zona 1	$\delta GCp = 1.7$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 2.1120 - 0.4120 \log A$ para $10 < A \leq 500 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 1.0$ para $A > 500 \text{ ft}^2$
zona 2	$\delta GCp = 2.3$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 2.8297 - 0.5297 \log A$ para $10 < A \leq 500 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 1.4$ para $A > 500 \text{ ft}^2$
zona 3	$\delta GCp = 3.2$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 4.2595 - 1.0595 \log A$ para $10 < A \leq 500 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 1.4$ para $A > 500 \text{ ft}^2$
	Negativo con voladizo
Zona 1	$\delta GCp = 1.7$ para $A \leq 10 \text{ pies}^2$ $\delta GCp = 1.8000 - 0.1000 \log A$ para $10 < A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 3.3168 - 0.8584 \log A$ para $100 < A \leq 500 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 1.0$ para $A > 500 \text{ ft}^2$
Zonas 2	$\delta GCp = 2.3$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 3.0063 - 0.7063 \log A$ para $10 < A \leq 500 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 1.1$ para $A > 500 \text{ ft}^2$
zona 3	$\delta GCp = 3.2$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 4.4360 - 1.2360 \log A$ para $10 < A \leq 500 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 1.1$ para $A > 500 \text{ ft}^2$

Tabla C30.3-3. Techo a dos aguas,  $7^\circ < \theta < 20^\circ$  (Figura 30.3-2B)

Positivo con y sin voladizo	
Todas las zonas	$\delta GCp = 0.7$ $\delta GCp = 0.7093 - 0.2354 \log A$ para $A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 0.3$ para $A > 100 \text{ ft}^2$
	Negativo sin voladizo
Zonas 1 y 2e	$\delta GCp = 2.0$ para $A \leq 20 \text{ pies}^2$ $\delta GCp = 4.7920 - 2.1460 \log A$ para $20 < A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 0.5$ para $A > 100 \text{ ft}^2$
Zonas 2n, 2r y 3e	$\delta GCp = 3.0$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 4.4307 - 1.4307 \log A$ para $10 < A \leq 250 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 1.0$ para $A > 250 \text{ ft}^2$
zona 3r	$\delta GCp = 3.6$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 5.4000 - 1.800 \log A$ para $10 < A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 1.8000$ para $A > 100 \text{ ft}^2$
	Negativo con voladizo
Zonas 1 y 2e	$\delta GCp = 2.5$ para $A \leq 20 \text{ pies}^2$ $\delta GCp = 4.3614 - 1.4307 \log A$ para $20 < A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 1.5$ para $A > 100 \text{ ft}^2$
Zonas 2n y 2r	$\delta GCp = 3.5$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 4.5730 - 1.0730 \log A$ para $10 < A \leq 250 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 2.0$ para $A > 250 \text{ ft}^2$
zona 3e	$\delta GCp = 4.1$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 5.9599 - 1.8599 \log A$ para $10 < A \leq 250 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 1.5$ para $A > 250 \text{ ft}^2$
zona 3r	$\delta GCp = 4.7$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 7.1000 - 2.4000 \log A$ para $10 < A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCp = 2.3$ para $A > 100 \text{ ft}^2$

Tabla C30.3-4. Techos a dos aguas,  $20^\circ < \theta \leq 27^\circ$  (Figura 30.3-2C)

Positivo con y sin voladizo		
Todas las zonas	$\delta GCP = 0.7$ para $A \geq 2 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = 0.7709 + 0.2354 \log A$	para $2 \leq A \leq 100 \text{ pies}^2$
	$\delta GCP = 0.3$ para $A \geq 100 \text{ ft}^2$	
	Negativo sin voladizo	
Zonas 1 y 2e	$\delta GCP = \sqrt{1.5}$ $\delta GCP = \sqrt{2.2744 + 0.5952 \log A}$ para $20 \leq A \leq 300 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{0.8}$	para $A \geq 20 \text{ pies}^2$ para $A \geq 300 \text{ ft}^2$
Zonas 2n, 2r y 3r	$\delta GCP = \sqrt{2.5}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{3.6054 + 1.1054 \log A}$ para $10 \leq A \leq 150 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.2}$	para $A \geq 150 \text{ ft}^2$
Zonas 3e	$\delta GCP = \sqrt{3.6}$ para $A \geq 4 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{4.5880 + 1.6410 \log A}$ para $4 \leq A \leq 50 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.8}$	para $A \geq 50 \text{ ft}^2$
	Negativo con voladizo	
Zonas 1 y 2e	$\delta GCP = \sqrt{2.0}$ $\delta GCP = \sqrt{2.2212 + 0.1701 \log A}$ para $20 \leq A \leq 300 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.8}$	para $A \geq 20 \text{ pies}^2$ para $A \geq 300 \text{ ft}^2$
Zonas 2n y 2r	$\delta GCP = \sqrt{3.0}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{3.6802 + 0.6802 \log A}$ para $10 \leq A \leq 150 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{2.2}$	para $A \geq 150 \text{ ft}^2$
zona 3r	$\delta GCP = \sqrt{3.6}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{5.2155 + 1.6155 \log A}$ para $10 \leq A \leq 150 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.7}$	para $A \geq 150 \text{ ft}^2$
zona 3e	$\delta GCP = \sqrt{4.7}$ para $A \geq 4 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{6.0173 + 2.1880 \log A}$ para $4 \leq A \leq 50 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{2.3}$	para $A \geq 50 \text{ ft}^2$

Tabla C30.3-5. Techos a dos aguas,  $27^\circ < \theta \leq 45^\circ$  (Figura 30.3-2D)

Positivo con y sin voladizo		
Todas las zonas	$\delta GCP = 0.9$ $\delta GCP = 1.3033 + 0.4000 \log A$	para $A \geq 10 \text{ pies}^2$
	$\delta GCP = 0.5$	para $A \geq 100 \text{ ft}^2$
	Negativo sin voladizo	
Zonas 1, 2e, y 2r	$\delta GCP = \sqrt{1.8}$ $\delta GCP = \sqrt{2.8000 + 1.0000 \log A}$ para $10 \leq A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{0.8}$	para $A \geq 10 \text{ pies}^2$
Zonas 2n y 3r	$\delta GCP = \sqrt{2.0}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{2.7686 + 0.7686 \log A}$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.0}$	para $A \geq 100 \text{ ft}^2$
zona 3e	$\delta GCP = \sqrt{3.2}$ para $A \geq 2 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{3.5043 + 1.0110 \log A}$ para $2 \leq A \leq 300 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.0}$	para $A \geq 300 \text{ ft}^2$
	Negativo con voladizo	
Zonas 1, 2e, y 2r	$\delta GCP = \sqrt{2.6}$ $\delta GCP = \sqrt{3.6000 + 1.0000 \log A}$ para $10 \leq A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.6}$	para $A \geq 10 \text{ pies}^2$
Zonas 2n y 3r	$\delta GCP = \sqrt{2.8}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{3.5686 + 0.7686 \log A}$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.8}$	para $A \geq 100 \text{ ft}^2$
zona 3e	$\delta GCP = \sqrt{4.0}$ para $A \geq 2 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{4.3043 + 1.0110 \log A}$ para $2 \leq A \leq 300 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.8}$	para $A \geq 300 \text{ ft}^2$

Cada elemento C&C debe estar diseñado para el máximo presiones positivas y negativas (incluidas las presiones internas aplicables) presiones que actúan sobre él. Los valores del coeficiente de presión deben ser determinado para cada elemento C&C sobre la base de su ubicación en el edificio y el área efectiva del elemento. Investigación (Stathopoulos y Zhu 1988, 1990) indicaron que la presión

Tabla C30.3-6. Techos a cuatro aguas, sin voladizo,  $7^\circ < \theta \leq 20^\circ$  (Figura 30.3-2E)

Positivo $h_y B \geq 0.8$		
Todas las zonas	$\delta GCP = 0.7$	para $A \geq 10 \text{ pies}^2$
	$\delta GCP = 1.1000 + 0.4000 \log A$	para $10 \leq A \leq 100 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = 0.3$ Negativo $h_y B \leq 0.8$	para $A \geq 100 \text{ ft}^2$
Zona 1	$\delta GCP = \sqrt{1.8}$ para $A \geq 20 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{3.2891 + 1.1445 \log A}$ para $20 \leq A \leq 300 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.0}$ para $A \geq 300 \text{ ft}^2$	
zona 2r	$\delta GCP = \sqrt{2.4}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{3.2455 + 0.8455 \log A}$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.3}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$	
Zonas 2e y 3	$\delta GCP = \sqrt{2.6}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{3.5223 + 0.9223 \log A}$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.4}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$	
	Positivo $h_y B \leq 0.5$	
Todas las zonas	$\delta GCP = 0.7$	para $A \geq 10 \text{ pies}^2$
	$\delta GCP = 1.1000 + 0.4000 \log A$	para $10 \leq A \leq 100 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = 0.3$ Negativo $h_y B \leq 0.5$	para $A \geq 100 \text{ ft}^2$
Zona 1	$\delta GCP = \sqrt{1.3}$ para $A \geq 20 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.8584 + 0.4292 \log A}$ para $20 \leq A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.0}$ para $A \geq 100 \text{ ft}^2$	
zona 2r	$\delta GCP = \sqrt{2.4}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{3.2455 + 0.8455 \log A}$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.3}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$	
Zonas 2e y 3	$\delta GCP = \sqrt{1.8}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{2.3380 + 0.5380 \log A}$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.1}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$	

Tabla C30.3-7. Techos a cuatro aguas, voladizo,  $7^\circ < \theta \leq 20^\circ$  (Figura 30.3-2F)

Negativo $h_y B \leq 0.8$		
Zona 1	$\delta GCP = \sqrt{2.3}$ para $A \geq 20 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{2.8584 + 0.4292 \log A}$ para $20 \leq A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{2.0}$ para $A \geq 100 \text{ ft}^2$	
zona 2r	$\delta GCP = \sqrt{2.9}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{3.3612 + 0.4612 \log A}$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{2.3}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$	
Zonas 2e	$\delta GCP = \sqrt{3.1}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{3.6380 + 0.5380 \log A}$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{2.4}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$	
Zonas 3	$\delta GCP = \sqrt{3.7}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{5.0835 + 1.3835 \log A}$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.9}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$	
	Negativo $h_y B \leq 0.5$	
Zona 1	$\delta GCP = \sqrt{1.8}$ para $A \geq 20 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.4277 + 0.2861 \log A}$ para $20 \leq A \leq 100 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{2.0}$ para $A \geq 100 \text{ ft}^2$	
Zonas 2r	$\delta GCP = \sqrt{2.9}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{3.3612 + 0.4612 \log A}$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{2.3}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$	
Zonas 2e	$\delta GCP = \sqrt{2.3}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{4.5357 + 0.1537 \log A}$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{2.1}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$	
zona 3	$\delta GCP = \sqrt{2.9}$ para $A \geq 10 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{3.8992 + 0.9992 \log A}$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$ $\delta GCP = \sqrt{1.6}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$	

Los coeficientes proporcionados generalmente se aplican a fachadas con características arquitectónicas, como balcones, nervaduras y varias texturas de fachada.

Las presiones de voladizo se determinaron sumando el efectivo elevación (GCP) implícitas en ASCE 7-10. Estos levantamientos efectivos

Tabla C30.3-8. Techos a cuatro aguas,  $20^\circ < \theta \leq 27^\circ$  (Figura 30.3-2G)

Positivo $\theta \leq 0.8$	
Todas las zonas	$\delta GCP = 0.7$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = 1.1000 \leq 0.4000 \log A$ para $10 \leq A \leq 100 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = 0.3$ para $A \geq 100 \text{ ft}^2$
	Negativo sin voladizo
Zona 1	$\delta GCP = \sqrt{1.4}$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{2.0000} \leq 0.6000 \log A$ para $10 \leq A \leq 100 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{0.8}$ para $A \geq 100 \text{ ft}^2$
Zonas 2e, 2r y 3	$\delta GCP = \sqrt{2.0}$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{2.7686} \leq 0.7686 \log A$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{1.0}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$
	Negativo con voladizo
Zona 1	$\delta GCP = \sqrt{1.9}$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{2.0000} \leq 0.1000 \log A$ para $10 \leq A \leq 100 \text{ ft}^2$
Zonas 2e y 2r	$\delta GCP = \sqrt{1.8}$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{2.5}$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{2.8843} \leq 0.3843 \log A$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$
zona 3	$\delta GCP = \sqrt{2.0}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{3.1}$ para $A \leq 10 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{4.3298} \leq 1.2298 \log A$ para $10 \leq A \leq 200 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{1.5}$ para $A \geq 200 \text{ ft}^2$

(GCp) se calcularon restando los valores de (GCp) dados para el caso de techo (sin voladizo) de los (GCp) dados para el caso de voladizo. Los (GCp) adicionales se dan en Figura C30.3-1.

La siguiente guía se basa en el juicio colectivo de el comité de carga de viento. Para "forma de L", "forma de T" y otros formas "irregulares", la Fig. C30.3-2 representa las zonas de techo y pared para usar con las figs. 30.3-1, 30.3-2, 30.3-4, 30.3-5, 30.3-6, 30.4-1, y 30.5-1 para cargas de viento en componentes y revestimiento de edificios, mostrando la aplicabilidad a edificios de planta rectangular. Para abordar edificios con plantas no rectangulares, La figura C30.3-2 se puede utilizar como guía para aplicar los requisitos. Cuando una esquina exterior sobresale menos que la distancia a de la pared, no se requiere ni la Zona 3 ni la 5; sin embargo, cuando la protuberancia hacia afuera es mayor que a, las Zonas 3 y 5 son requerido. Las esquinas entrantes (interiores) no requieren las Zonas 3 o 5. Para esquinas que tienen un ángulo interior incluido mayor a  $135^\circ$ , no se requiere ni la Zona 3 ni la 5. Para determinar la longitud de a, a el rectángulo que encerraba el edificio se dibuja sobre el edificio plan. Las dimensiones de este rectángulo se utilizan para determinar la dimensiones horizontales para el cálculo de a.

higos. 30.3-4, 30.3-5A y 30.3-5B. Estas cifras presentan valores de (GCp) para el diseño de techo C&C para edificios con

Tabla C30.3-9. Techos a cuatro aguas,  $27^\circ < \theta \leq 45^\circ$ , sin voladizo (Figura 30.3-2H)

Positivo		Negativo		
Todas las zonas	$\delta GCP = 0.9$			para $A \leq 2 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = 1.0063 \leq 0.3532 \log A$			para $2 \leq A \leq 100 \text{ pies}^2$
	$\delta GCP = 0.3$			para $A \geq 100 \text{ ft}^2$
Zona 1	$\delta GCP = \sqrt{0.6175} \leq 0.0200\theta$			para $A \leq 10 \text{ pies}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{1.0191} \leq 0.0250\theta \leq 0.4016 \leq 0.0050\theta \log A$	$\delta GCP = \sqrt{0.6175} \leq 0.0200\theta$		para $10 \leq A \leq 200 \text{ pies}^2$
zona 2e	$\delta GCP = \sqrt{0.950} \leq 0.0135\theta$	$\delta GCP = \sqrt{0.2000} \leq 0.0670\theta \leq 0.0670\theta$		para $A \geq 200 \text{ ft}^2$
Zonas 2r	$\delta GCP = \sqrt{0.8}$			para $A \leq 2 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = 1.0000 \leq 0.0820\theta$			para $2 \leq A \leq 280 \text{ ft}^2$
Zonas 3	$\delta GCP = 2.0746 \leq 0.1261\theta \leq 0.0630\theta \leq 1.5373 \log A$	$\delta GCP = \sqrt{1.0000} \leq 0.2500 \leq 0.1080\theta \leq 0.0670\theta$		para $A \leq 5 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = 0.1835 \leq 3.8230$	$\delta GCP = \sqrt{1.0000} \leq 0.2500 \leq 0.1080\theta \leq 0.0670\theta$		para $5 \leq A \leq 100 \text{ ft}^2$
	$\log 0.9 \leq 0.1350\theta \leq 1.6990$	$\log 0.9 \leq 0.1350\theta \leq 1.6990$		para $A \geq 100 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{1.0000}$			para $A \leq 9 \text{ ft}^2$
				para $9 \leq A \leq 50 \text{ ft}^2$
				para $A \geq 50 \text{ ft}^2$

Tabla C30.3-10. Techos a cuatro aguas,  $27^\circ < \theta \leq 45^\circ$ , Voladizo (Figura 30.3-2I)

Negativo				
Zona 1	$\delta GCP = -1.4175 - 0.0200\theta$			para $A \leq 10 \text{ pies}^2$
	$= -1.8191 - 0.0250\theta \leq 0.4016 \leq 0.0050\theta \log A$	$\delta GCP = -0.8950 - 0.0135\theta$		para $10 \leq A \leq 200 \text{ pies}^2$
zona 2e	$\delta GCP = -0.6000 - 0.0670\theta \log 0.280 - 1\theta$			para $A \geq 200 \text{ ft}^2$
Zonas 2r	$\delta GCP = \sqrt{1.6000} \leq 0.301 \leq 0.0670\theta \log 0.280 \leq 1\theta$	$\delta GCP = \sqrt{1.6000} \leq 0.301 \leq 0.0670\theta \log 0.280 \leq 1\theta$		para $A \leq 280 \text{ ft}^2$
Zonas 3	$\delta GCP = 0.2000 \leq 0.0820\theta$	$\delta GCP = 1.2745 \leq 0.1261\theta \leq 0.0630\theta \leq 1.5373 \log A$		para $A \leq 5 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = 0.4500 \leq 0.1080\theta \leq 0.0670\theta$	$\delta GCP = 0.4500 \leq 0.1080\theta \leq 0.0670\theta$		para $5 \leq A \leq 100 \text{ ft}^2$
	$\delta GCP = \sqrt{1.8000}$	$\delta GCP = \sqrt{0.4500} \leq 0.1350\theta \leq 1.6990$		para $A \geq 100 \text{ ft}^2$
		$\delta GCP = \sqrt{1.8000}$		para $A \leq 9 \text{ ft}^2$
				para $9 \leq A \leq 50 \text{ ft}^2$
				para $A \geq 50 \text{ ft}^2$

FIGURA C30.3-1 Incremental Efectivo (GCp ) Causado por Voladizos

tejados a dos aguas de varios vanos y edificios con tejados de una sola pendiente. Los coeficientes se basan en estudios de túnel de viento (Stathopoulos y Mohammadian 1986; Surry y Stathopoulos 1988; Stathopoulos y Saathoff 1991).

Figura 30.3-6. Los valores de (GCp) en esta figura son para el diseño de techo C&C para edificios con techos de dientes de sierra y altura media del techo,  $h$ , menor o igual a 60 pies (18,3 m). Tenga en cuenta que los coeficientes para las zonas de esquina en el segmento A difieren de los coeficientes para las zonas de esquina en los segmentos designados como B, C y D. Además, cuando el ángulo del techo es menor o igual a 10°, los valores de (GCp) para se utilizarán techos regulares a dos aguas (Fig. 30.3-2A). Los coeficientes incluidos en la figura 30.3-6 se basan en estudios de túnel de viento informados por Saathoff y Stathopoulos (1992).

Figura 30.3-7. Esta cifra para las presiones de revestimiento en techos de cúpula se basa en Taylor (1991). Las presiones negativas deben aplicarse a toda la superficie porque se aplican a lo largo del arco completo que es perpendicular a la dirección del viento y que pasa por la parte superior de la cúpula. Se advierte a los usuarios que solo había tres formas disponibles para definir valores en esta figura:  $hD\bar{y}D = 0,5$ ,  $f\bar{y}D = 0,5$ ;  $hD\bar{y}D = 0,0$ ,  $f\bar{y}D = 0,5$ ; y  $hD\bar{y}D = 0,0$ ,  $f\bar{y}D = 0,33$ .

Figura 30.5-1. Los coeficientes de presión que se muestran en esta figura reflejan los resultados obtenidos a partir de estudios exhaustivos en túnel de viento realizados (Stathopoulos y Dumitrescu-Bruilote 1989). La disponibilidad de datos de túnel de viento más completos también ha permitido una simplificación de la zonificación de los coeficientes de presión; los techos planos ahora se dividen en tres zonas; y las paredes están representadas por dos zonas.

Los coeficientes de presión externa y las zonas que se dan en la Fig. 30.5-1 se establecieron mediante pruebas de túnel de viento en edificios aislados "en forma de caja" (Akins y Cermak 1975; Peterka y Cermak 1975). Los ensayos de túnel de viento de capa límite en edificios de gran altura (principalmente en el centro de la ciudad) han demostrado que se obtienen variaciones en los coeficientes de presión y la distribución de la presión en las diferentes fachadas del edificio (Templin y Cermak 1978). Estas variaciones son causadas por la geometría del edificio, edificios bajos adjuntos, secciones transversales no rectangulares, retranqueos y superficies inclinadas. Además, los edificios circundantes contribuyen a las variaciones de presión. Las pruebas en túnel de viento indican que la presión

Los coeficientes no se distribuyen simétricamente y pueden dar lugar a cargas de viento torsionales en el edificio.

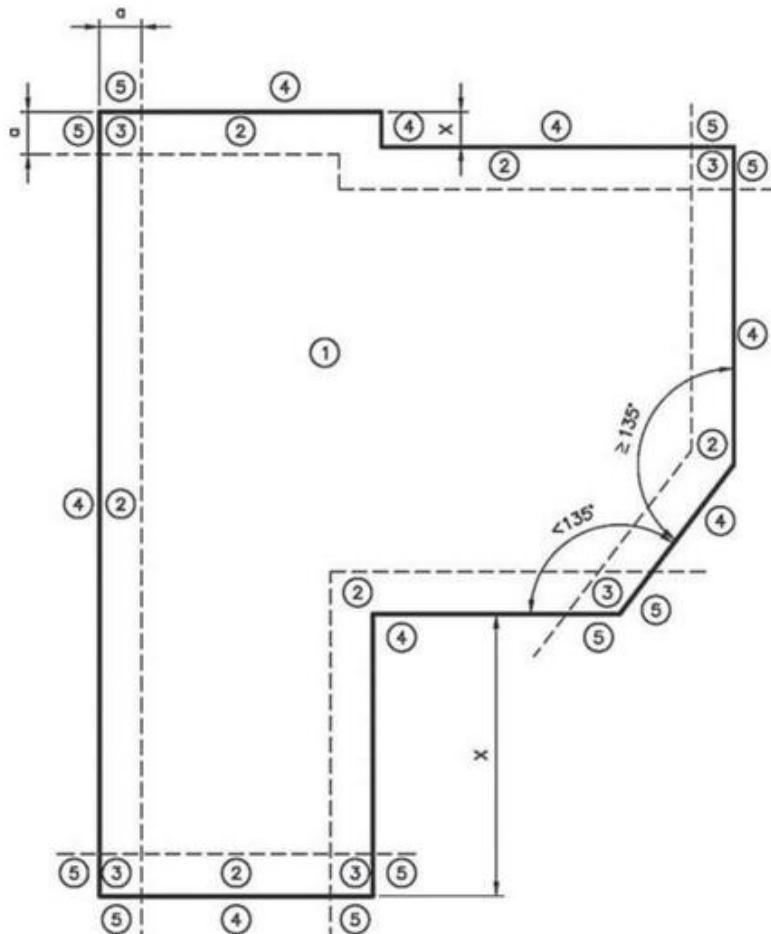
Las pruebas de túnel de viento de capa límite que incluyen el modelado de edificios circundantes permiten establecer magnitudes y distribuciones más exactas de (GCp) para edificios que no están aislados o tienen forma de "caja".

#### PARTE 1: EDIFICIOS DE ALTURA BAJA

Las tablas C&C de la figura 30.4-1 son una tabulación de las presiones en un edificio cerrado, regular, de 30 pies (9,1 m) de altura con un techo como el descrito. Las presiones se pueden modificar a una exposición y altura diferente con los mismos factores de ajuste que las presiones MWFRS. Para que el diseñador use la Parte 2 para el diseño de C&C, el edificio debe cumplir con los cinco requisitos de la Sección 30.4; de lo contrario, se debe utilizar uno de los otros procedimientos especificados en la Sección 30.1.1.

#### PARTE 3: EDIFICIOS CON $h > 60$ ft ( $h > 18,3$ m)

En la ecuación. (30.5-1) aparece un término de presión de velocidad,  $q_i$ , que se define como la "presión de velocidad para la determinación de la presión interna". La presión interna positiva está dictada por la presión exterior positiva en la cara de barlovento en el punto donde hay una abertura. La presión exterior positiva en la abertura está gobernada por el valor de  $q$  al nivel de la abertura, no por  $q_h$ . Para la evaluación de la presión interna positiva,  $q_i$  puede evaluarse de forma conservadora a la altura  $h\bar{q}_i = q_h\bar{p}$ . Para edificios bajos, esta altura no hace mucha diferencia, pero para el ejemplo de un edificio de 300 pies (91,4 m) de altura en la Exposición B con la apertura más alta a 60 pies (18,3 m), la diferencia entre  $q_{300}$  y  $q_{60}$  representa un aumento del 59% en la presión interna. Este aumento es poco realista y representa un grado innecesario de conservadurismo. En consecuencia,  $q_i = q_z$  para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados donde la altura  $z$  se define como el nivel de la abertura más alta del edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para edificios ubicados en regiones de escombros transportados por el viento, el vidriado que no es resistente a impactos o no está protegido con un sistema de protección contra impactos,  $q_i$  debe tratarse como una abertura.

**Diagrama****Notación**

$0,9 \text{ m} / 0,3 \text{ pies}$  la dimensión horizontal mínima o  $0,4 \text{ h}$ , lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión horizontal mínima o

$X$  = Dimensión de compensación, en pies (m).

**Notas 1.**

Las etiquetas marcadas en el plano del techo indican las zonas del techo; las etiquetas marcadas fuera del plano del techo indican zonas de pared.

2. Si  $X \geq a$ , entonces no es necesario aplicar la Zona 3 y la Zona 5 en esa esquina.

3. Si el ángulo interior es  $\leq 135^\circ$ , entonces no es necesario aplicar la Zona 3 y la Zona 5 en esa esquina.

FIGURA C30.3-2 Vista en planta de zonas de techo y pared para cargas de componentes y revestimientos en edificios con planos no rectangulares

**PARTE 4: EDIFICIOS CON  $60 \text{ pies} < h \leq 160 \text{ pies}$** 

( $18,3 \text{ m} < h \leq 48,8 \text{ m}$ ) (SIMPLIFICADO)

**C30.6 TIPOS DE EDIFICIOS**

Esta sección se agregó a ASCE 7-10 para cubrir los casos prácticos de edificios cerrados hasta altura  $h = 160 \text{ ft}$  (altura =  $48,8 \text{ m}$ ). La Tabla 30.6-2 incluye presiones de pared y techo para cubiertas planas ( $\leq 7^\circ$ ), cubiertas a dos aguas, cubiertas a cuatro aguas, cubiertas de una sola pendiente y techos abuhardillados. Las presiones se derivan de la Fig. 30.5-1 (techos planos) para  $h > 60 \text{ pies}$  ( $h > 18,3 \text{ m}$ ). Para superficies planas, a dos aguas, a cuatro aguas, monopendientes y techos abuhardillados con  $h \leq 60 \text{ pies}$  ( $h \leq 18,3 \text{ m}$ ) y todas las pendientes del techo,

se hace referencia a las presiones de techo y pared tabuladas en Figura 30.4-1. Para techos a cuatro aguas y a dos aguas con  $h > 60 \text{ pies}$  ( $h > 18,3 \text{ m}$ ), se hace referencia a la Fig. 30.5-1, Nota 6, que permite el uso de coeficientes de presión del techo en las Figs. 30.3-2A a 30.3-2I como definido para edificios de poca altura para estas formas de techo si el se utiliza  $q_h$  apropiado. Del mismo modo, los coeficientes de presión del techo en la Fig. 30.3-5A y B para techos de una sola pendiente de la Parte 3 son permitido. Se seleccionaron presiones para cada zona que abarcan los mayores coeficientes de presión para las zonas comparables de las diferentes formas de techo. Así, para algunos casos, las presiones tabuladas son conservadoras para mantener la sencillez. Los valores (GCP) de estas cifras se combinaron

con un coeficiente de presión interna (0.18) para obtener una red coeficiente a partir del cual se calcularon las presiones. el tabulado Las presiones son aplicables a toda la zona que se muestra en los diversos cifras.

Las presiones en la Tabla 30.6-2 se muestran para un área de viento efectiva de 10 pies<sup>2</sup> (0,93 m<sup>2</sup>). También se muestra un factor de reducción para obtener presiones para mayores áreas efectivas de viento. Los factores de reducción se basan en el gráfico de coeficientes de presión externa que se muestra en las cifras de la Parte 3 y se basan en las más conservadoras reducción para cada zona de las distintas cifras.

Tenga en cuenta que las presiones del techo tabuladas para edificios con  $h = 60$  pies ( $h \approx 18,3$  m) en la figura 30.4-1 se basan en  $h=30$  pies ( $h=9,1$  m) y Exposición B. Se aplica un factor de ajuste  $\bar{\gamma}$  a las presiones tabuladas para otras alturas y exposiciones. los Las presiones tabuladas en la Tabla 30.6-2 se basan en la exposición C. Un factor de ajuste (EAF) de la ecuación. (30.6-1) se aplica para otros exposiciones.

#### C30.6.1 Carga de Viento: Componentes y Revestimiento.

C30.6.1.2 Parapetos. Las presiones del viento C&C del parapeto pueden ser obtenido de las tablas como se muestra en las figuras del parapeto. los Las presiones obtenidas son ligeramente conservadoras en base a la red. coeficientes de presión para parapetos en comparación con zonas de techo de Parte 3. Se deben considerar dos casos de carga basados en presiones aplicado a superficies de parapeto tanto a barlovento como a sotavento, como se muestra en la figura 30.6-1.

C30.6.1.3 Voladizos de techo. Presiones C&C para voladizos de techo para techos planos y monopendientes con  $h > 60$  ft ( $h > 18,3$  m) puede ser obtenido de las tablas como se muestra en la Fig. 30.6-2. estas presiones son ligeramente conservadoras y se basan en la presión externa coeficientes de la Parte 3. Presiones para voladizos de techo en plano, techos a dos aguas, a cuatro aguas, de una sola pendiente y abuhardillados con  $h \approx 60$  pies ( $h \approx 18,3$  m) se puede obtener directamente de la tabla presiones en la figura 30.4-1.

## PARTE 5: EDIFICIOS ABIERTOS

### C30.7 TIPOS DE EDIFICIOS

En la determinación de cargas en elementos C&C para techos de edificios abiertos usando las figs. 30.7-1, 30.7-2 y 30.7-3, es importante para el diseñador tenga en cuenta que el coeficiente de presión neta, CN, se basa en contribuciones de las superficies superior e inferior del techo. Esta hecho implica que el elemento recibe carga de ambas superficies. Tal no sería el caso si la superficie debajo del techo estuviera separada estructuralmente desde la superficie superior del techo. En este caso, la presión el coeficiente debe separarse para el efecto de arriba y abajo presiones, o conservadoramente, cada superficie podría diseñarse usando el valor de CN de las Figs. 30.7-1, 30.7-2 y 30.7-3.

## PARTE 7: ESTRUCTURAS QUE NO CONSTRUYEN

### C30.12 CONTENEDORES CIRCULARES, SILOS Y TANQUES CON $h \approx 120$ pies ( $h \approx 36,5$ m)

La Sección 30.12 contiene las disposiciones para determinar el viento presiones sobre paredes y techos de silos y tanques. Los resultados de y los silos agrupados se basan en gran medida en las normas australianas (Standards Australia 2011), y las pruebas en túnel de viento de Sabransky y Melbourne (1987) y Macdonald et al. (1988, 1990).

Se observaron incrementos significativos en las presiones medias de los silos agrupados. encontrado en las pruebas del túnel de viento, por lo que las disposiciones de los tanques agrupados y silos se especifican en esta sección.

Tabla C30.12-1 Coeficientes de presión media (GCp/GCpi) para Tanques abiertos

Relación de aspecto HyD

Ángulo $\bar{\gamma}$	0.25	0.50	1.234			
0°	1,69	1,80	1,9		2,07	2,11
15°	1,39	1,50	1,6	2,17	1,77	1,81
30°	0,99	1,10	1,2	1,3	1,37	1,41
45°	0,39	0,50	0,6	0,7	0,77	0,81
60°	$\bar{\gamma}0,01$	$\bar{\gamma}0,01$	$\bar{\gamma}0,1$	$\bar{\gamma}0,1$	$\bar{\gamma}0,13$	$\bar{\gamma}0,09$
75°	$\bar{\gamma}0,11$	$\bar{\gamma}0,31$	$\bar{\gamma}0,5$	$\bar{\gamma}0,7$	$\bar{\gamma}0,83$	$\bar{\gamma}0,89$
90°	$\bar{\gamma}0,11$	$\bar{\gamma}0,31$	$\bar{\gamma}0,5$	$\bar{\gamma}0,7$	$\bar{\gamma}0,83$	$\bar{\gamma}0,89$
105°	$\bar{\gamma}0,01$	$\bar{\gamma}0,11$	$\bar{\gamma}0,2$	$\bar{\gamma}0,3$	$\bar{\gamma}0,33$	$\bar{\gamma}0,29$
120°	0,09	0,10	0,2	0,2	0,27	0,21
135°	0,29	0,30	0,4	0,5	0,47	0,51
150°	0,29	0,40	0,5	0,5	0,57	0,61
165°	0,29	0,40	0,5	0,5	0,57	0,61
180°	0,29	0,40	0,5	0,5	0,57	0,61

Nota: D = diámetro de la estructura circular, en pies (m); H = altura en pies (m);  $\bar{\gamma}$  = ángulo desde la dirección del viento hasta un punto en la pared de un contenedor circular, silo, o tanque, en grados.

C30.12.2 Paredes externas de contenedores circulares aislados, silos y Tanques. Esta sección especifica los coeficientes de presión externa (GCp/γP) para las paredes de contenedores circulares, silos y tanques. los Los coeficientes de presión para silos aislados se adoptan de Estándares australianos (Estándares de Australia 2011).

C30.12.3 Superficie Interna de Muros Exteriores de Viviendas Aisladas Contenedores circulares abiertos, silos y tanques. Esta sección especifica los coeficientes de presión interna (GCpi) para las paredes de contenedores circulares, silos y tanques. Los coeficientes de presión interna (GCpi) se adoptaron de Standards Australia (2011). Residencia en los resultados de la prueba del túnel de viento, las presiones medias en las paredes de los contenedores, silos y tanques con la parte superior abierta son diferentes de los valores de contenedores circulares, silos y tanques con techos planos o cónicos.

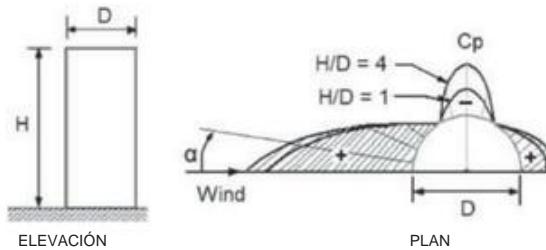
La Tabla C30.12-1 enumera los coeficientes de presión media (GCp γ GCpi) para recipientes, silos y tanques circulares con la parte superior abierta, con base en las Ecs. (30.12-2) y (30.12-5). La distribución de la presión externa. alrededor del perímetro de la pared se muestra en la figura C30.12-1.

C30.12.4 Techos de contenedores circulares aislados, silos y Tanques. Esta sección especifica la presión externa coeficientes (GCp) para los techos de contenedores circulares, silos y tanques Dos condiciones están cubiertas como se muestra en la Fig. 30.12-2: Los techos de Clase 1 tienen un ángulo de techo  $\bar{\gamma} < 10^\circ$ , y los techos de Clase 2 tienen  $10^\circ \leq \bar{\gamma} < 30^\circ$ . Las presiones de la zona 1 se definen de manera diferente que aumentar con el incremento de las alturas del silo para Clase 1, o con los diámetros de silo o tanque para techos Clase 2. Para diseño de revestimiento, las presiones de la Zona 3 se especifican para el local presiones cerca de los bordes de barlovento aplicables a todas las clases, y La zona 4 se especifica para la región cercana al vértice del cono que se utiliza para Solo techos de clase 2b. La figura C30.12-2 es la presentación gráfica de las vistas en alzado para los coeficientes de presión externa (GCp).

Para techos Clase 1, los coeficientes de presión externa se basan en comparaciones de techos abovedados y techos planos del Capítulo 27 de ASCE 7-10 para condiciones de elevación máxima. Los resultados de la Clase 2 los techos son consistentes con los datos de Sabransky y Melbourne (1987) y Macdonald et al. (1988).

C30.12.6 Techos y paredes de contenedores circulares agrupados, silos, y Tanques. Para silos agrupados, valores (GCp) para techos y paredes se basan en gran medida en AS/NZS 1170.2 (Standards Australia 2011) y ensayos en túnel de viento de Sabransky y Melbourne (1987) y

## diagramas



## Notación

$C_p$  = Coeficiente de presión exterior a utilizar en la determinación de cargas de viento para edificios.

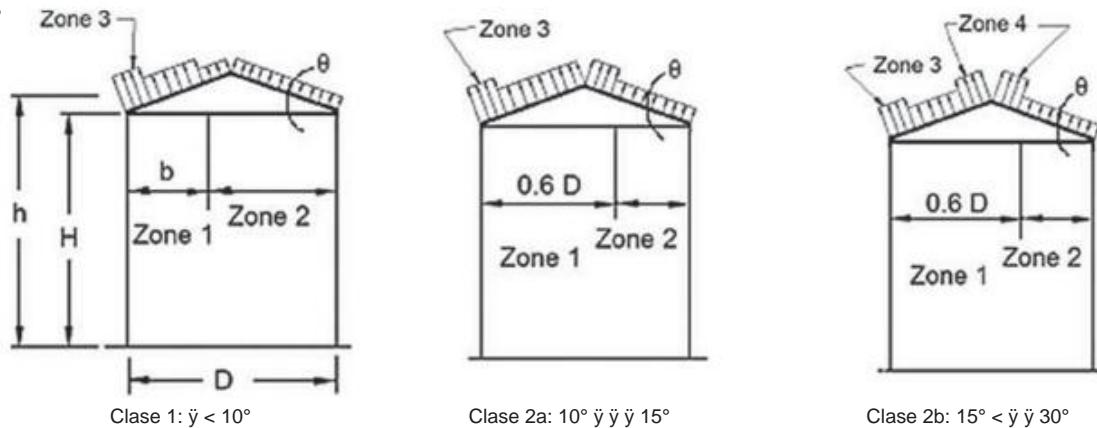
$D$  = Diámetro de una estructura circular, en pies (m).

$H$  = Altura del cilindro sólido, en pies (m).  $\bar{\gamma}$  =

Ángulo desde la dirección del viento hasta un punto en la pared de un contenedor, silo o tanque circular, en grados (consulte la Sección 30.12.2).

FIGURA C30.12-1 Coeficientes de presión media ( $(GCP_c)_{ij}/(GCpi)$ ) para tanques abiertos por la parte superior

## diagramas



## Notación

$b$  = Dimensión horizontal especificada para Z uno 1 de un techo cónico, en pies (m). Para ángulos de techo de menos de 10 grados,  $b$  se calcula de la tabla de coeficientes de presión externa de la figura 30.12-2 (p. ej.,  $b = 0,5D$  para  $H/D = 0,5$ ). Para ángulos de techo iguales o superiores a 10 grados,  $b = 0,6D$ . (Así que para Clase 2a y 2b,  $b = 0,6D$ ).

$D$  = Diámetro de una estructura circular, en pies (m).

$h$  = Altura media del techo, en pies (m).

$H$  = Altura del cilindro sólido, en pies (m).  $\bar{\gamma}$

= Ángulo del plano del techo desde la horizontal en grados.

FIGURA C30.12-2 Coeficientes de presión externa ( $GCP_c$ ) para techos

MacDonald et al. (1990). Resultados de la prueba de un grupo en línea de tres silos con un espacio libre de 0.25D entre las paredes adyacentes más cercanas (1.25D de centro a centro) por Sabransky y Melbourne (1987)

indicó que el coeficiente de presión medio entre los espacios aumentó en un 70% con respecto al del silo aislado. A Se observó un resultado similar para el techo cerca de la pared del silo. Eso se concluyó que un claro espaciamiento de 0.25D produjo el máximo intercambio entre dos cilindros finitos.

Resultados de la prueba de un grupo en línea de cinco silos con varios espaciamientos de centro a centro por Macdonald et al. (1990) indicó que la región de presión positiva en el lado de barlovento abarca un mayor sector angular de la circunferencia que el de un aislado silo, y altas presiones medias negativas ocurren cerca del punto de

distancia más corta entre los silos adyacentes y en el exterior esquinas de los grupos.

## REFERENCIAS

- Akins, RE y Cermak, JE (1975). "Presiones del viento en los edificios". Informe Técnico CER 7677REAJEC15, Dinámica de Fluidos y Difusión Laboratorio, Universidad Estatal de Colorado, Fort Collins, CO.
- ASCE. (2002). "Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras," ASCE/SEI 7-02, Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, Reston, VA.
- Comité de tareas de la ASCE sobre fuerzas inducidas por el viento. (2011). Cargas de viento para instalaciones petroquímicas y otras instalaciones industriales. Sociedad Estadounidense de Asuntos Civiles Ingenieros, Reston, VA.

- ASTM. (2006). "Especificación estándar para revestimiento rígido de polímero de vinilo (PVC)". ASTM D3679-06a, West Conshohocken, Pensilvania.
- ASTM. (2007). "Método de prueba estándar para la resistencia al viento de tejas de asfalto selladas (método de fuerza de elevación/resistencia a la elevación)". ASTM D7158-07, West Conshohocken, Pensilvania.
- Baskaran, A. (1992). "Revisión de las pautas de diseño para paredes de pantalla de lluvia con presión igualada". Informe interno No. 629, Consejo Nacional de Investigación de Canadá, Instituto de Investigación en Construcción, Ottawa, Ontario, Canadá.
- Baskaran, A., Molleti, S., Ko, S. y Shoemaker, L. (2012). "Rendimiento de levantamiento de viento de ensamblajes de techo de metal compuesto". *J. Archit. Eng.*, 18(1), 2–15.
- Cheung, JCJ y Melbourne, WH (1986). "Cargas de viento en revestimientos porosos". Proc., 9<sup>a</sup> Conf. Australiana en Fluid Mechanics, Sociedad de Mecánica de Fluidos de Australasia, Victoria, Australia, 308.
- Cope, A., Crandell, J., Johnston, D., Kochkin, V., Liu, Z., Stevig, L. y Reinhold, T. (2012) "Cargas de viento en componentes de sistemas de paredes multicapa con revestimiento exterior permeable al aire". En Avances en ingeniería de huracanes, Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, Reston, VA, 238–257. doi: [10.1061/9780784412626.022](https://doi.org/10.1061/9780784412626.022).
- Davenport, AG, Surry, D. y Stathopoulos, T. (1977). "Cargas de viento en edificios de poca altura". Informe final sobre las Fases I y II, BLWT-SS8, Universidad de Western Ontario, Londres, Ontario, Canadá.
- Davenport, AG, Surry, D. y Stathopoulos, T. (1978). "Cargas de viento en edificios de poca altura". Informe final sobre la Fase III, BLWT-SS4, Universidad de Western Ontario, Londres, Ontario, Canadá.
- Gavanski, E., Kordi, B., Kopp, GA y Vickery, PJ (2013). "Cargas de viento en el revestimiento del techo de las casas". *J. Ing. Eólico. Ind. Aerodyn.*, 114, 106–121.
- Haig, JR (1990). Cargas de viento en tejas para EE. UU., Redland Technology Ltd., Horsham, West Sussex, Reino Unido.
- Ho, TCE, Surry, D., Morrise, D. y Kopp, GA (2005). "La contribución de UWO a la base de datos aerodinámica del NIST para cargas de viento en edificios bajos: Parte 1. Datos aerodinámicos básicos y archivo". *J. Ing. Eólico. Indiana Aerodyn.*, vol. 93, págs. 1 a 30.
- Kala, S., Stathopoulos, T. y Kumar, K. (2008). "Cargas de viento en paredes de pantalla de lluvia: experimentos de túnel de viento de capa límite". *J. Ing. Eólico. Indiana Aerodyn.*, 96(6–7), 1058–1073.
- Kopp, G. y Gavanski, E. (2012). "Efectos de la igualación de presión en el rendimiento de los sistemas de muros residenciales bajo cargas de viento extremas". *J. Estructura. Eng.*, 138(4), 526–538.
- Kopp, GA y Morrison, MJ (2014). "Presiones y zonas de componentes y revestimientos para los techos de edificios de baja altura". Informe de túnel de viento de capa límite, Universidad de Western Ontario, Londres, ON.
- Macdonald, PA, Holmes, JD y Kwok, KCS (1990). "Cargas de viento en contenedores de almacenamiento circulares, silos y tanques. II. Efecto de la agrupación". *J. Ing. Eólico. Ind. Aerodyn.*, 34(1), 77–95.
- Macdonald, PA, Kwok, KCS y Holmes, JD (1988). "Cargas de viento en contenedores de almacenamiento circulares, silos y tanques: 1. Mediciones de presión puntual en estructuras aisladas". *J. Ing. Eólico. Ind. Aerodyn.*, 31(2-3), 165–187.
- Main, JA y Fritz, WP (2006). Diseño asistido por base de datos para viento: conceptos, software y ejemplos para edificios rígidos y flexibles, Instituto Nacional de Estándares y Tecnología: NIST Building Science Series 180.
- Mehta, KC y Levitan, ML (1998). Experimentos de campo para presiones de viento, Informe de progreso del Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Tecnológica de Texas.
- Peterka, JA y Cermak, JE (1975). "Presiones del viento sobre los edificios: Densidades de probabilidad". *J. Estructura. División*, 101(6), 1255–1267.
- Peterka, JA, Cermak, JE, Cochran, LS, Cochran, BC, Hosoya, N., Derickson, RG, Harper, C., Jones, J. y Metz, B. (1997). "Modelo de levantamiento por viento para tejas de asfalto". *J. Arco. Eng.*, 3(4), 147–155.
- Saathoff, PJ y Stathopoulos, T. (1992). "Cargas de viento en edificios con techos de dientes de sierra". *J. Estructura. Eng.*, 118(2), 429–446.
- Sabransky, IJ y Melbourne, WH (1987) "Diseñe la distribución de presión en silos circulares con techos cónicos". *J. Ing. Eólico. Ind. Aerodyn.*, 26(1), 65–84.
- Congreso Internacional del Código de Construcción del Sur (SBCCI). (1994). Código de construcción estándar, Janesville, WI.
- St. Pierre, LM, Kopp, GA, Surry, D., Ho, TCE (2005). "La contribución de UWO a la base de datos aerodinámica del NIST para cargas de viento en edificios bajos: Parte 2. Comparación de datos con disposiciones de carga de viento". *J. Ing. Eólico. Ind. Aerodyn.*, 93, 31–59.
- Normas de Australia. (2011). Acciones de diseño estructural—Acciones de viento. Estándares Australia, North Sydney, Australia, AS/NZS 1170.2:2011.
- Stathopoulos, T. y Dumitrescu-Brulotte, M. (1989). "Recomendaciones de diseño para cargas de viento en edificios de altura intermedia". *Poder. J. Civil Eng.*, 16(6), 910–916.
- Stathopoulos, T. y Mohammadian, AR (1986). "Cargas de viento en edificios bajos con techos de una sola pendiente". *J. Ing. Eólico. Ind. Aerodyn.*, 23, 81–97.
- Stathopoulos, T. y Saathoff, P. (1991). "Presiones del viento en cubiertas de diversas geometrías". *J. Ing. Eólico. Ind. Aerodyn.*, 38, 273–284.
- Stathopoulos, T. y Zhu, X. (1988). "Presiones del viento en edificios con accesorios". *J. Ing. Eólico. Ind. Aerodyn.*, 31, 265–281.
- Stathopoulos, T. y Zhu, X. (1990). "Presiones del viento en edificios con parteluces". *J. Estructura. Eng.*, 116(8), 2272–2291.
- Surry, D. y Stathopoulos, T. (1988). "La carga de viento de edificios con techos de una sola pendiente". Informe final, BLWT-SS38, Universidad de Western Ontario, London, Ontario, Canadá.
- Taylor, TJ (1991). "Presiones del viento en una cúpula hemisférica". *J. Ing. Eólico. Ind. Aerodyn.*, 40(2), 199–213.
- Templin, JT y Cermak, JE (1978). "Presiones del viento en los edificios: efecto de los montantes". Informe técnico CER76-77-JTC24, Laboratorio de dinámica y difusión de fluidos, Universidad Estatal de Colorado, Fort Collins, CO.
- Vickery, PJ, Kopp, GA y Twisdale, LA, Jr. (2011). "Presiones de viento de componentes y revestimientos en techos a cuatro aguas y a dos aguas: comparaciones con las disposiciones de carga de viento de EE. UU.". 13<sup>a</sup> Conferencia Internacional sobre Ingeniería Eólica, Ámsterdam, Países Bajos, julio.

## OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)

- Batts, ME, Cordes, MR, Russell, LR, Shaver, JR y Simiu, E. (1980). "Velocidades del viento del huracán en los Estados Unidos". NBS Building Science Series 124, Oficina Nacional de Normas, Washington, DC.
- Mejor, RJ y Holmes, JD (1978). "Modelo de estudio de las presiones del viento en una casa aislada de un solo piso". Informe de ingeniería eólica 3/78, Universidad James Cook de North Queensland, Australia.
- Beste, F. y Cermak, JE (1996). "Correlación de las presiones de viento internas y promediadas por área en edificios de poca altura". Proc., 3<sup>a</sup> Int. Colq. sobre aerodinámica y aplicaciones de Bluff Body, Instituto Politécnico de Virginia, Blacksburg, VA.
- Chock, G., Peterka, J. y Yu, G. (2005). "Factores topográficos de aceleración y direccionalidad del viento para su uso en el código de construcción de la ciudad y el condado de Honolulu". Proc., 10<sup>th</sup> Americas Conf. en Ingeniería Eólica, Baton Rouge, LA.
- Grupo CSA. (2015). "Método de prueba estándar para la resistencia dinámica al levantamiento por viento de ensamblajes de techo con vegetación", CSA A123.24-15, CSA Group, Toronto, ON.
- Davenport, AG, Grimmond, CSB, Oke, TR y Wieringa, J. (2000). "Estimación de la rugosidad de las ciudades y el campo protegido". Preimpresión de la 12<sup>a</sup> AMS Conf. sobre Climatología Aplicada, Sociedad Meteorológica Estadounidense, Boston, MA, 96–99.
- Eaton, KJ y Mayne, JR (1975). "La medición de las presiones del viento en casas de dos pisos en Aylesbury". *J. Industria. Aerodyn.*, 1(1), 67–109.
- Ellingwood, B. (1981). "Estadísticas de carga de viento y nieve para pruebas probabilísticas diseño". *J. Estructura. División*, 107(7), 1345–1350.
- Unidad de Datos de Ciencias de la Ingeniería (ESDU). (1990). "Fuertes vientos en la capa límite atmosférica. Parte 1: Velocidades medias del viento por hora". Artículo número 82026, con enmiendas A a C, ESDU, Londres.
- Ho, E. (1992). "Variabilidad de los terrenos con poco viento para construir". Tesis doctoral, Universidad de Western Ontario, Londres, Ontario, Canadá.
- Marshall, RD (1977). "La medición de las cargas de viento en una casa móvil a gran escala". NBSIR 77-1289, Oficina Nacional de Normas, Departamento de Comercio de EE. UU., Washington, DC.
- McDonald, JR (1983). "Una metodología para la evaluación de la probabilidad de peligro de tornado". NUREG/CR3058, Comisión Reguladora Nuclear de EE. UU., Washington, DC.
- Peterka, JA y Shahid, S. (1993). "Velocidades extremas de ráfagas de viento en los EE. UU.". Proc., 7<sup>th</sup> US Nat. Conf. on Wind Engineering, Gary Hart, ed., Asociación Internacional de Ingeniería Eólica, Kanagawa, Japón, 2, 503–512.
- Powell, MD (1980). "Evaluaciones de modelos de capa límite marinos de diagnóstico aplicados a huracanes". *Monthly Weather Rev.*, 108(6), 757–766.
- Satake, N., Suda, K., Arakawa, T., Sasaki, A. y Tamura, Y. (2003). "Evaluación de amortiguamiento utilizando datos a gran escala de edificios en Japón". *J. Estructura. Eng.*, 129(4), 470–477.
- Industria de techos de una sola capa (SPRI). (2013). "Estándar de diseño de viento para sistemas de techos vegetales". ANSI/SPRI RP-14, Industria de techos de una sola capa, Waltham, MA.

- Stathopoulos, T. (1981). "Cargas de viento en aleros de edificios bajos". *J. Estructura. División*, 107(10), 1921–1934.
- Stathopoulos, T. y Luchian, H. (1992). "Fuerzas inducidas por el viento en los aleros de edificios bajos". Proc., Conferencia Inaugural de la Sociedad de Ingeniería Eólica, Cambridge, Reino Unido.

- Stathopoulos, T. y Luchian, HD (1990). "Presiones del viento en configuraciones de edificios con techos escalonados". *Poder. J. Civil Eng.*, 17(4), 569–577.
- Stathopoulos, T., Surry, D. y Davenport, AG (1979). "Presiones internas inducidas por el viento en edificios bajos". En Proc., 5º Int. Conf. en Ingeniería Eólica, JE Cermak, ed., Universidad Estatal de Colorado, Fort Collins, CO.
- Stathopoulos, T., Wang, K. y Wu, H. (1999). "Revisión de las disposiciones estándar sobre viento para techos a dos aguas de edificios bajos". En Proc., 10 Int. Conf. sobre ingeniería eólica, JE Cermak, ed., Balkema, Países Bajos.
- Stathopoulos, T., Wang, K. y Wu, H. (2000). "Propuesta de nuevas disposiciones canadienses sobre viento para el diseño de techos a dos aguas". *Poder. J. Civil Eng.*, 27(5), 1059–1072.
- Stathopoulos, T., Wang, K. y Wu, H. (2001). "Disposiciones sobre la presión del viento para techos a dos aguas de pendiente de techo intermedia". *Viento y Estructuras*, 4(2).
- Stubbs, N. y Perry, DC (1993). "Ingeniería de la envolvente del edificio: Hacer o no hacer". En Huracanes de 1992: Lecciones aprendidas e implicaciones para el futuro, RA Cook y M. Sotani, eds., ASCE Press, Reston, VA, 10–30.
- Surry, D., Kitchen, RB y Davenport, AG (1977). "Efectividad de diseño de estudios de túnel de viento para edificios de altura intermedia". *Poder. J. Civil Eng.*, 4(1), 96–116.
- Twisdale, LA, Vickery, PJ y Steckley, AC (1996). Análisis del riesgo de impacto de escombros arrastrados por el viento de huracanes para estructuras residenciales, State Farm Mutual Automobile Insurance Companies, Bloomington, IL.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## CAPÍTULO C31

### PROCEDIMIENTO DEL TÚNEL DE VIENTO

El ensayo en túnel de viento se especifica cuando un edificio u otra estructura contiene alguna de las características definidas en las Secciones 27.1.3, 28.1.3, 29.1.3 o 30.1.3 o cuando el diseñador desea determinar con mayor precisión las cargas de viento. Para algunas formas de edificios o estructuras, las pruebas en túnel de viento pueden reducir el conservadurismo causado por las cargas de viento envolventes inherentes al Procedimiento direccional, Procedimiento envolvente o Procedimiento analítico para componentes y revestimiento (C&C). Además, las pruebas de túnel de viento tienen en cuenta el blindaje o la canalización y pueden determinar con mayor precisión las cargas de viento para un edificio o forma de estructura compleja que el Procedimiento direccional, el Procedimiento envolvente o el Procedimiento analítico para C&C. La intención de la norma es permitir que cualquier edificio u otra estructura use el método de prueba de túnel de viento para determinar las cargas de viento. Los requisitos para una prueba adecuada se dan en ASCE 49 (2012).

Es una práctica común recurrir a ensayos en túnel de viento cuando se requieren datos de diseño para las siguientes cargas inducidas por el viento:

1. Presiones de muro cortina resultantes de geometría irregular; 2. Cargas transversales y/o de torsión; 3. Cargas periódicas causadas por desprendimiento de vórtices; y 4. Cargas resultantes de inestabilidades, tales como aleteo o galopando.

Los túneles de viento de capa límite capaces de desarrollar flujos que cumplan con las condiciones estipuladas en la Sección 31.2 suelen tener dimensiones de sección de prueba en los siguientes rangos: ancho de 6 a 12 pies (2 a 4 m), altura de 6 a 10 pies (2 a 3 m), y longitud de 50 a 100 pies (15 a 30 m). Las velocidades máximas del viento están normalmente en el rango de 25 a 100 mi=h (10 a 45 m=s). El túnel de viento puede ser de circuito abierto o de circuito cerrado.

Generalmente se utilizan tres tipos básicos de modelos de prueba de túnel de viento. Estos se designan de la siguiente manera: (1) modelo rígido de presión (PM), (2) modelo rígido de equilibrio base de alta frecuencia (H-FBBM) y (3) modelo aeroelástico (AM). Uno o más de los modelos pueden usarse para obtener las cargas de diseño para un edificio o estructura en particular. El PM proporciona picos de presión locales para el diseño de elementos, como el revestimiento y las presiones medias, para la determinación de las cargas medias generales. El H-FBBM mide en general cargas fluctuantes (admitancia aerodinámica) para la determinación de respuestas dinámicas. Cuando el movimiento de un edificio o estructura influye en la carga del viento, el AM se utiliza para la medición directa de las cargas, deflexiones y aceleraciones generales. Cada uno de estos modelos, junto con un modelo del entorno (modelo de proximidad), puede proporcionar información distinta de las cargas de viento, como cargas de nieve en techos complejos, datos de viento para evaluar el impacto ambiental en los peatones y concentraciones de emisiones de contaminantes atmosféricos para determinaciones de impacto ambiental. Varias referencias brindan información detallada y orientación para la determinación de las cargas de viento y otros tipos de datos de diseño.

mediante ensayos en túnel de viento ([Cermak 1977; Reinhold 1982; ASCE 1999; Boggs y Peterka 1989](#)).

Las pruebas de túnel de viento frecuentemente miden cargas de viento que son significativamente más bajas que las requeridas por los Capítulos [26, 27, 28, 29](#) y [30](#) debido a la forma del edificio u otra estructura; la probabilidad de que las velocidades más altas del viento se produzcan en direcciones en las que la forma o los coeficientes de presión del edificio o estructura sean inferiores a sus valores máximos; edificios o estructuras específicos incluidos en un modelo de proximidad detallado que pueden proporcionar un blindaje superior al implícito en las categorías de exposición; y el conservadurismo necesario en los coeficientes de carga envolvente en los Capítulos [28](#) y [30](#). En algunos casos, los edificios o estructuras adyacentes pueden proteger al edificio o estructura en cuestión lo suficiente como para que la eliminación de uno o dos de los edificios o estructuras adyacentes pueda aumentar significativamente las cargas de viento. Las pruebas adicionales en túnel de viento sin edificios o estructuras cercanas específicas (o con edificios o estructuras adicionales si pudieran causar un aumento de las cargas a través de canalizaciones o sacudidas) es un método eficaz para determinar la influencia de los edificios o estructuras adyacentes.

Por ello, la norma limita la reducción que puede aceptarse de los ensayos en túnel de viento al 80% del resultado obtenido de la Parte 1 del Capítulo [27](#) o la Parte 1 del Capítulo [28](#), o el Capítulo [30](#), si el modelo de proximidad del túnel de viento incluía algún edificio influyente u otros objetos que, a juicio de un ingeniero eólico experimentado, es probable que hayan influido sustancialmente en los resultados más allá de las características del entorno general. Si existen tales edificios u objetos, se pueden realizar pruebas complementarias para cuantificar su efecto sobre los resultados originales y posiblemente justificar un límite inferior al 80 %, eliminándolos del modelo de proximidad detallado y reemplazándolos con una rugosidad característica del suelo consistente con la rugosidad adyacente. Un edificio u objeto influyente específico es uno dentro del modelo de proximidad detallado que sobresale muy por encima de su entorno, o está inusualmente cerca del edificio en cuestión, o puede causar un efecto de protección sustancial o aumento de las cargas de viento. Cuando los resultados de estas pruebas complementarias se incluyen con los resultados originales, los resultados aceptables se consideran los más altos de ambas condiciones.

Sin embargo, la reducción mínima absoluta permitida es del 65 % del resultado de referencia para C&C y del 50 % para el sistema principal de resistencia a la fuerza del viento (MWFRS). Se permite una reducción mayor para MWFRS porque las cargas de C&C están más sujetas a los cambios causados por los efectos de canalización local cuando cambia el entorno, y pueden incrementarse drásticamente fácilmente cuando se construye un nuevo edificio adyacente. También se reconoce que las fallas del revestimiento son mucho más comunes que las fallas del MWFRS.

Además, para el caso de MWFRS, se demuestra fácilmente que el coeficiente de arrastre general para ciertas formas de construcción comunes, como cilindros circulares (especialmente con formas redondeadas o abovedadas)

tops), es la mitad o menos del coeficiente de arrastre para los prismas rectangulares que forman la base de los Capítulos 27, 28 y 30.

Para C&C, el límite del 80% está definido por las Zonas interiores 1 y 4 en las Figs. 30.3-1, 30.3-2A–C, 30.3-3, 30.3-4, 30.3-5A–B, 30.3-6, 30.3-7 y 30.4-1. Esta limitación reconoce que las presiones en las zonas de borde son las que tienen más probabilidades de reducirse por la geometría específica de los edificios reales en comparación con los edificios prismáticos rectangulares asumidos en el Capítulo 30. Por lo tanto, se permite que las presiones en las zonas de borde y esquina sean como bajo como 80% de las presiones interiores del Capítulo 30 sin las pruebas suplementarias. El límite del 80 % basado en la Zona 1 se aplica directamente a todas las áreas del techo, y el límite del 80 % basado en la Zona 4 se aplica directamente a todas las áreas de las paredes.

La limitación de las cargas MWFRS es más compleja porque los efectos de la carga (p. ej., tensiones o fuerzas en los miembros, deflexiones) en cualquier punto son el efecto combinado de un vector de cargas aplicadas en lugar de un simple valor escalar. En general, la relación de fuerzas, momentos o torsiones (excentricidad de la fuerza) en varios pisos del edificio utilizando un estudio de túnel de viento no será la misma que las relaciones determinadas en los Capítulos 27 y 28 y, por lo tanto, la comparación entre los dos métodos es no bien definido.

Requerir que cada efecto de carga de una prueba de túnel de viento sea no menos del 80% del mismo efecto resultante de los Capítulos 27 y 28 es poco práctico e innecesariamente complejo y detallado, dada la naturaleza aproximada del valor del 80%. En cambio, la intención de la limitación se implementa efectivamente aplicándola solo a un índice simple que caracteriza la carga general. Para edificios flexibles (altos), el índice más descriptivo de la carga total es el momento de vuelco de la base. Para otros edificios, el momento de volteo puede ser una mala caracterización de la carga general y, en su lugar, se recomienda el cortante base.

#### C31.4 EFECTOS DE CARGA

C31.4.1 Intervalos medios de recurrencia de efectos de carga. Lepage e Irwin (1985), Rigato et al. (2001), Isyumov et al.

(2013), Irwin et al. (2005), Simiu y Filliben (2005) y Simiu y Miyata (2006).

C31.4.2 Limitaciones en la Velocidad del Viento. La Sección 31.4.2 especifica que los métodos estadísticos utilizados para analizar datos históricos de velocidad y dirección del viento para estudios de túnel de viento estarán sujetos a las mismas limitaciones especificadas en la Sección 31.4.2 que se aplican al método analítico.

Diseño asistido por base de datos. Investigadores eólicos, como Simiu et al. (2003) y Main y Fritz (2006). Dichas bases de datos incluyen datos que permiten a un diseñador determinar, sin pruebas específicas de túnel de viento, fuerzas y momentos inducidos por el viento en MWFRS y C&C de formas y tamaños seleccionados de edificios. En el sitio web del Instituto Nacional de Estándares y Tecnología se encuentra disponible un conjunto de dominio público de tales bases de datos, registradas en pruebas realizadas en la Universidad de Western Ontario (Ho et al. 2005; St. Pierre et al. 2005) para edificios con techos a dos aguas. , [www.nist.gov/viento](http://www.nist.gov/viento) (NIST 2012). En ese sitio también está disponible el software de interpolación para edificios con forma similar y con dimensiones cercanas e intermedias entre las incluidas en el conjunto de bases de datos.

Debido a que los resultados de la base de datos son para entornos genéricos según lo permitido en ASCE 49, la interpolación o extrapolación de estas bases de datos debe usarse solo si la Condición 2 de la Sección 27.1.2 es

cierto. No se permiten extrapolaciones de formas y tamaños de edificios disponibles y, en algunos casos, las interpolaciones pueden no ser recomendables. Por estas razones, se recomienda la orientación de un ingeniero con experiencia en cargas de viento en edificios y familiarizado con el uso de estas bases de datos.

Todas las bases de datos deben haberse obtenido utilizando una metodología de prueba que cumpla con los requisitos para las pruebas en túnel de viento especificados en el Capítulo 31.

**C31.4.3 Direccionalidad del viento.** La variabilidad de la velocidad del viento determinada para determinados intervalos de azimut es mayor que la de la velocidad del viento determinada independientemente de la dirección del viento (Ilyumov et al. 2013). En consecuencia, las cargas de viento y los efectos inducidos por el viento determinados al permitir la direccionalidad del viento son inherentemente menos seguros. Actualmente se utilizan varios métodos para combinar datos de estudios de modelos de túneles de viento con información sobre la velocidad y la dirección del viento en el sitio del proyecto (Ilyumov et al. 2013; Yeo y Simiu 2011; y Simiu 2011). Cualquiera que sea el método utilizado, deberá estar claramente descrito para permitir el escrutinio por parte del diseñador y la Autoridad competente. Un enfoque común para permitir incertidumbres en la dirección del viento es rotar el clima del viento del proyecto en relación con la orientación del edificio o estructura. Esta rotación del clima del viento en la ubicación del edificio está destinada a garantizar que las cargas de viento determinadas para el diseño no son conservadoras y se deben considerar independientemente del método utilizado para llegar a las velocidades del viento de diseño. La magnitud adecuada de la rotación del clima del viento varía según la calidad y la resolución de los datos del clima del viento direccional en el sitio del proyecto.

#### C31.6 COLECTORES SOLARES DE TECHO PARA PENDIENTES DEL TECHO MENOS DE 7 GRADOS

**C31.6.1 Requisitos de prueba en túnel de viento.** Para las instalaciones de colectores solares, es necesario modelar un edificio genérico con los colectores solares en el techo de un edificio a escala, luego generar coeficientes de presión (GC<sub>n</sub>) que sean aplicables a cualquier sitio, una amplia gama de tamaños de edificios y diseños de colectores variados. . El enfoque debe ser similar al utilizado para desarrollar las figuras (GC<sub>p</sub>) en ASCE 7 al modelar los edificios genéricos con varias características para capturar una amplia gama de efectos. El objetivo de tales pruebas es evaluar los efectos aerodinámicos explicados por los coeficientes de presión (GC<sub>n</sub>) (a diferencia de las pruebas en túneles de viento específicas del sitio, que también evalúan el efecto de las estructuras y el terreno circundantes). Los edificios cercanos no deben incluirse a menos que sean parte de cada aplicación de diseño para este colector.

Las pruebas de túnel de viento para colectores solares montados en el techo deben incluir una matriz de prueba suficientemente grande para abordar un rango apropiado de las variables relevantes que afectan las cargas de viento como se enumeran en las disposiciones. Las pruebas a menudo se realizan a escala de modelo de 1:50 o mayor, donde la coincidencia de las características de turbulencia del túnel de viento no es ideal, lo que genera algunos requisitos adicionales para las pruebas, incluidos los límites de escala integral. El estudio del túnel de viento debe proporcionar recomendaciones para las distancias de separación desde los equipos más grandes de la azotea, áticos, triforios y otras características del edificio. En ASCE 49, Kopp and Banks (2013) y Kopp et al. se proporciona orientación para las pruebas . (2011, 2012). Las cargas de viento se expresan como coeficientes utilizables en los Capítulos 27, 29 y 30 para producir cargas en unidades de ingeniería. Alternativamente, se puede usar una formulación diferente de los coeficientes de carga adimensional siempre que el procedimiento de análisis esté claramente definido en el informe de la prueba.

**C31.6.1.1 Limitaciones sobre cargas de viento para colectores solares de techo.** Los componentes mínimos y viento de revestimiento

Las presiones de carga indicadas en ASCE 7 se aplican principalmente a la envolvente del edificio y no se aplican por completo a los colectores solares de techo. Las limitaciones contenidas en este documento son para establecer las presiones de viento de límite inferior para estudios de túnel de viento de condiciones similares a las abordadas en la Fig. 29. 4-7 Los límites en los resultados de túnel de viento que se muestran en la Fig. 29.4-7 representan una envolvente de cargas de viento medida en el túnel de viento sin deflectores o cubiertas que se utilizan comúnmente para reducir las cargas de viento. Las instalaciones específicas o geometrías de colectores pueden generar cargas significativamente más bajas que las de la Fig. 29.4-7; se imponen límites para evitar demasiadas desviaciones de los resultados envueltos.

C31.6.1.2 Requisitos de revisión por pares para pruebas en túnel de viento de colectores solares montados en techo. Los sistemas de colectores solares que tienen dispositivos aerodinámicos o perfiles más eficientes pueden tener cargas de viento basadas en túneles de viento menores que los umbrales de límite inferior indicados en las Secciones 31.6.1 y 31.6.2. Para usar estos valores más bajos, se requiere una revisión por pares de la prueba y el informe. Las calificaciones y los requisitos del revisor por pares se incluyen para promover la consistencia entre las diversas jurisdicciones, de modo que múltiples agencias de cumplimiento puedan aceptar una revisión por pares. Las calificaciones de revisión por pares están destinadas a ser las de un experto en túnel de viento familiarizado con las pruebas de túnel de viento de edificios y la aplicabilidad de las disposiciones de ASCE 7 para determinar los coeficientes de diseño de viento generalizados para colectores solares montados en el techo. Una fuente para los revisores es la lista de túneles de viento de la capa límite de la Asociación Estadounidense de Ingeniería Eólica (AAWE) ([http://www.aawe.org/info/wind\\_tunnels.php](http://www.aawe.org/info/wind_tunnels.php)).

## REFERENCIAS

- ASCE. (1999). "Estudios de modelos de túneles de viento de edificios y estructuras". Manuales e informes de práctica de ingeniería de ASCE No. 67, Reston, VA.
- ASCE. (2012). "Pruebas en túnel de viento para edificios y otras estructuras". ASCE/SEI 49-12, Reston, VA.
- Boggs, DW y Peterka, JA (1989). "Pruebas de modelos aerodinámicos de altura edificios." J. Ing. mecánico 115(3), 618–635.
- Cermak, JE (1977). "Pruebas de estructuras en túnel de viento". J. Ing. mecánico división 103(6), 1125–1140.
- Ho, TCE, Surry, D., Morrish, D. y Kopp, GA (2005). "La contribución de UWO a la base de datos aerodinámica del NIST para cargas de viento en edificios bajos: Parte 1. Formato de archivo y datos aerodinámicos básicos". J. Ing. Eólico. industria Aerodyn., 93, 1–30.
- Irwin, P., Garber, J. y Ho, E. (2005). "Integración de datos de túnel de viento con clima de viento a gran escala". Proc., 10th Americas Conf. en Wind Eng., Baton Rouge, LA. doi: [10.1061/541X.0000654](https://doi.org/10.1061/541X.0000654).
- Isyumov, N., Ho, E. y Case, P. (2013). "Influencia de la direccionalidad del viento en las cargas y respuestas del viento". Proc., 12<sup>a</sup> Conferencia de las Américas. en Ing. Eólica 141(8) doi: [10.1061/541X.0001180](https://doi.org/10.1061/541X.0001180), 04014208.
- Isyumov, N., Mikitiuk, M., Case, P., Lythe, G. y Welburn, A. (2013). "Predicciones de cargas de viento y respuestas de pasajes de tormentas tropicales simulados". Proc., 11 Int. Conf. en Wind Eng, DA Smith y CW Letchford, eds. 19(3), 295–320. doi: [10.12989/was.2014.19.3.295](https://doi.org/10.12989/was.2014.19.3.295).
- Kopp, G. y Banks, D. (2013). "Uso del método de prueba del túnel de viento para obtener cargas de viento de diseño en paneles solares montados en el techo". J. Estructura. Ing. 139(2), 284–287.
- Kopp, GA, Farquhar, S. y Morrison, MJ (2012). "Mecanismos aerodinámicos para cargas de viento en paneles solares inclinados, montados en el techo". J. Ing. Eólico. Ind. Aerodyn. 111, 40–52.
- Kopp, G., Maffei, J. y Tilley, C. (2011). "Paneles solares en techos y carga de viento: una introducción al uso de pruebas en túnel de viento como base para un diseño que cumpla con el código según ASCE 7", Laboratorio de túnel de viento de capa límite, Univ. de Western Ontario, Facultad de Ingeniería.
- Lepage, MF e Irwin, PA (1985). "Una técnica para combinar datos históricos de viento con pruebas de túnel de viento para predecir cargas de viento extremas". Proc., 5to Nacional de EE.UU. Conf. en Wind Eng., M. Mehta, ed. doi: [10.1061/541X.0001625](https://doi.org/10.1061/541X.0001625), 04016148.
- Main, JA y Fritz, WP (2006). "Diseño asistido por bases de datos para viento: conceptos, software y ejemplos para edificios rígidos y flexibles". NIST Building Science Series 180, Instituto Nacional de Estándares y Tecnología, Washington, DC.
- Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST). (2012). "Vientos extremos y efectos del viento en las estructuras". [www.nist.gov/wind](http://www.nist.gov/wind) (5 de marzo de 2012).
- Reinhold, TA, ed. (mil novecientos ochenta y dos). "Modelado de túnel de viento para aplicaciones de ingeniería civil". Proc., Int. Taller sobre Criterios y Técnicas de Modelado de Túneles de Viento en Ing. Civil. Aplicaciones, Cambridge University Press, Gaithersburg, MD.
- Rigato, A., Chang, P. y Simiu, E. (2001). "Diseño asistido por base de datos, estandarización y efectos de la dirección del viento". J. Estructura. Eng., 127(8), 855–860.
- Simiu, E. (2011). Diseño de edificio para viento, John Wiley and Sons, Hoboken, Nueva Jersey.
- Simiu, E. y Filliben, JJ (2005). "Pruebas de túnel de viento y el enfoque sector por sector de los efectos de la direccionalidad del viento". J. Estructura. Ing. 131(7), 1143–1145.
- Simiu, E. y Miyata, T. (2006). Diseño de edificios y puentes para viento: una guía práctica para usuarios de ASCE Standard 7 y diseñadores de estructuras especiales, John Wiley and Sons, Hoboken, NJ.
- Simiu, E., Sadek, F., Whalen, TA, Jang, S., Lu, L.-W., Diniz, SMC, et al. (2003). "Lograr edificios más seguros y económicos a través de un diseño para la energía eólica asistido por bases de datos y basado en la confiabilidad". J. Ing. Eólico. industria Aerodyn., 91, 1587–1611.
- St. Pierre, LM, Kopp, GA, Surry, D. y Ho, TCE (2005). "La contribución de UWO a la base de datos aerodinámica del NIST para cargas de viento en edificios bajos: Parte 2. Comparación de datos con disposiciones de carga de viento". J. Ing. Eólico. industria Aerodyn., 93, 31–59.
- Yeo, D. y Simiu, E. (2011) "Estructuras de hormigón armado de gran altura: diseño asistido por bases de datos para viento", J. Struct. Ing. 127, 1340–1349.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

**APÉNDICE C11A**  
**DISPOSICIONES DE GARANTÍA DE CALIDAD**

[ESTE APÉNDICE HA SIDO ELIMINADO EN SU TOTALIDAD DE LA EDICIÓN DE 2016]

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

APÉNDICE C11B  
DISPOSICIONES DE EDIFICIOS EXISTENTES

No hay comentario para el Apéndice 11B.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## APÉNDICE CC

### CONSIDERACIONES DE MANTENIMIENTO

#### CC.1 CONSIDERACIONES DE MANTENIMIENTO

Los estados límite de servicio son condiciones en las que las funciones de un edificio u otra estructura se ven afectadas por daños locales, deterioro o deformación de los componentes del edificio, o por la incomodidad de los ocupantes. Aunque la seguridad por lo general no es un problema con los estados límite de servicio (una excepción sería el revestimiento que se cae de un edificio debido a un desvío excesivo del piso bajo la carga del viento), pueden tener graves consecuencias económicas. El uso cada vez mayor de la computadora como herramienta de diseño, el uso de materiales de construcción más fuertes (pero no más rígidos), el uso de elementos arquitectónicos más livianos y el desacoplamiento de los elementos no estructurales del marco estructural pueden dar como resultado sistemas de construcción que son relativamente flexibles, y ligeramente humedecido. El diseño de estado límite enfatiza el hecho de que los criterios de servicio (como siempre lo han sido) son esenciales para asegurar el desempeño funcional y la economía de diseño para dichos sistemas estructurales de edificios ([Ad Hoc Committee on Serviceability Research 1986, National Building Code of Canada 1990, y West and West Fischer 2003](#)).

En general, la capacidad de servicio se ve disminuida por

1. Desviaciones o rotaciones excesivas que puedan afectar la apariencia, el uso funcional o el drenaje de la estructura o que puedan causar una transferencia dañina de la carga a elementos de soporte y accesorios que no sean de carga;
  2. Vibraciones excesivas producidas por las actividades de los ocupantes del edificio, el equipo mecánico o el viento, que pueden causar molestias a los ocupantes o mal funcionamiento del equipo de servicio del edificio; y 3.
- Deterioro, incluyendo meteorización, corrosión, podredumbre y decoloración.

Al verificar la capacidad de servicio, se recomienda al diseñador considerar las cargas de servicio apropiadas, la respuesta de la estructura y la reacción de los ocupantes del edificio.

Las cargas de servicio que pueden requerir consideración incluyen cargas estáticas de los ocupantes y sus posesiones, nieve o lluvia en los techos, fluctuaciones de temperatura y cargas dinámicas de actividades humanas, efectos inducidos por el viento o la operación del equipo de servicio del edificio. Las cargas de servicio son aquellas cargas que actúan sobre la estructura en un momento arbitrario. (Por el contrario, las cargas nominales tienen una pequeña probabilidad de ser excedidas en cualquier año; las cargas mayoradas tienen una pequeña probabilidad de ser excedidas en 50 años). Las cargas de servicio apropiadas para verificar los estados límite de servicio pueden ser solo una fracción de las cargas nominales.

La respuesta de la estructura a las cargas de servicio normalmente se puede analizar asumiendo un comportamiento elástico lineal. Sin embargo, los miembros que acumulan deformaciones residuales bajo cargas de servicio pueden requerir un examen con respecto a este comportamiento a largo plazo.

Cargas de servicio utilizadas para analizar la fluencia u otros efectos a largo plazo

pueden no ser los mismos que los que se utilizan para analizar las deflexiones elásticas u otro comportamiento estructural a corto plazo o reversible.

Los límites de servicio dependen de la función del edificio y de las percepciones de sus ocupantes. A diferencia de los estados límite últimos, es difícil especificar límites generales de servicio que sean aplicables a todas las estructuras de edificación. Los límites de capacidad de servicio presentados en las Secciones [CC.2.1, CC.2.2](#) y [CC.2.3](#) brindan una guía general y generalmente han llevado a un desempeño aceptable en el pasado. Sin embargo, los límites de servicio para un edificio específico deben determinarse solo después de un análisis cuidadoso por parte del ingeniero y el arquitecto de todos los requisitos y restricciones funcionales y económicos en conjunto con el propietario del edificio. Debe reconocerse que los ocupantes del edificio pueden percibir las deflexiones estructurales, el movimiento, el agrietamiento y otros signos de posible deterioro a niveles que son mucho más bajos que los que indicarían que la falla estructural es inminente. Estos signos de peligro pueden interpretarse incorrectamente como una indicación de que el edificio no es seguro y puede disminuir su valor comercial.

#### CC.2 DEFLEXIÓN, VIBRACIÓN Y DERIVA

**CC.2.1 Deflexiones Verticales.** Las deflexiones verticales excesivas y la desalineación surgen principalmente de tres fuentes: (1) cargas de gravedad, como cargas muertas, vivas y de nieve; (2) efectos de temperatura, fluencia y asentamiento diferencial; y (3) tolerancias y errores de construcción. Tales deformaciones pueden ser visualmente objetables; puede causar la separación, el agrietamiento o la fuga del revestimiento exterior, las puertas, las ventanas y los sellos; y puede causar daños a los componentes y acabados interiores.

Los valores límite apropiados de las deformaciones dependen del tipo de estructura, detalle y uso previsto ([Galambos y Ellingwood 1986](#)). Históricamente, los límites de deflexión comunes para elementos horizontales han sido 1/360 de la luz para pisos sujetos a carga viva nominal total y 1/240 de la luz para elementos de techo. Las deflexiones de aproximadamente 1/300 de la luz (para voladizos, 1/150 de la longitud) son visibles y pueden provocar daños arquitectónicos generales o fugas en el revestimiento. Las deflexiones superiores a 1/200 del tramo pueden afectar el funcionamiento de los componentes móviles, como puertas, ventanas y tabiques deslizantes.

En ciertos sistemas de forjados de grandes luces, puede ser necesario establecer un límite (independiente de la luz) en la deflexión máxima para minimizar la posibilidad de daño de los elementos no estructurales adyacentes ([ISO 1977](#)). Por ejemplo, pueden ocurrir daños a las particiones que no soportan carga si las deflexiones verticales exceden más de 10 mm (3½ in.) a menos que se tomen medidas especiales para el movimiento diferencial ([Cooney y King 1988](#)); sin embargo, muchos componentes pueden aceptar y aceptan deformaciones más grandes.

Las combinaciones de carga para verificar las deflexiones estáticas se pueden desarrollar utilizando un análisis de confiabilidad de primer orden ([Galambos y Ellingwood 1986](#)). Pautas actuales de deflexión estática para pisos

Notas:

1. Los valores son velocidades de viento de ráfagas nominales de diseño de 3 s en miyh (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C.
2. Se permite la interpolación lineal entre contornos.
3. Las islas y zonas costeras fuera del último contorno utilizarán el último contorno de velocidad del viento de la zona costera.
4. El terreno montañoso, las gargantas, los promontorios oceánicos y las regiones de viento especiales se examinarán en busca de condiciones de viento inusuales.

FIGURA CC.2-1 MRI de 10 años Velocidad del viento en ráfagas de 3 s en miyh (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo en exposición C

FIGURA CC.2-1 (Continuación)

Notas:

1. Los valores son velocidades de viento de ráfagas nominales de diseño de 3 s en mi/h (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C.
2. Se permite la interpolación lineal entre contornos.
3. Las islas y zonas costeras fuera del último contorno utilizarán el último contorno de velocidad del viento de la zona costera.
4. El terreno montañoso, las gargantas, los promontorios oceánicos y las regiones de viento especiales se examinarán en busca de condiciones de viento inusuales.

FIGURA CC.2-2 MRI de 25 años Velocidad del viento en ráfagas de 3 s en mi/h (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo en exposición C

FIGURA CC.2-2 (Continuación)

Notas:

1. Los valores son velocidades de viento de ráfagas nominales de diseño de 3 s en mi/h (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C.
2. Se permite la interpolación lineal entre contornos.
3. Las islas y zonas costeras fuera del último contorno utilizarán el último contorno de velocidad del viento de la zona costera.
4. El terreno montañoso, las gargantas, los promontorios oceánicos y las regiones de viento especiales se examinarán en busca de condiciones de viento inusuales.

FIGURA CC.2-3 MRI de 50 años Velocidad del viento en ráfagas de 3 s en mi/h (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo en exposición C

FIGURA CC.2-3 (Continuación)

Notas:

1. Los valores son velocidades de viento de ráfagas nominales de diseño de 3 s en mi/h (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo para la categoría de exposición C.
2. Se permite la interpolación lineal entre contornos.
3. Las islas y zonas costeras fuera del último contorno utilizarán el último contorno de velocidad del viento de la zona costera.
4. El terreno montañoso, las gargantas, los promontorios oceánicos y las regiones de viento especiales se examinarán en busca de condiciones de viento inusuales.

FIGURA CC.2-4 MRI de 100 años Velocidad del viento en ráfagas de 3 s en mi/h (m/s) a 33 pies (10 m) sobre el suelo en exposición C

FIGURA CC.2-4 (Continuación)

y los sistemas de techo son adecuados para limitar el daño superficial en la mayoría de los edificios. Una carga combinada con una probabilidad anual de 0,05 de ser excedida sería apropiada en la mayoría de los casos. Para estados límite de servicio que involucren deformaciones visualmente objetables, grietas reparables u otros daños a los acabados interiores y otros efectos a corto plazo, las combinaciones de carga sugeridas son

$$D + L \quad (\text{CC.2-1a})$$

$$D \pm 0.5S \quad (\text{CC.2-1b})$$

Para estados límite de servicio que impliquen fluencia, asentamiento o efectos similares a largo plazo o permanentes, la combinación de carga sugerida es

$$D \pm 0.5L \quad (\text{CC.2-2})$$

El efecto de carga muerta, D, utilizado al aplicar las Ecs. (CC.2.1) y (CC.2.2) pueden ser la porción de carga muerta que ocurre después de la unión de elementos no estructurales. La carga viva, L, se define en el Capítulo 4. Por ejemplo, en la construcción compuesta, los efectos de la carga muerta con frecuencia se toman como los que se imponen después de que el concreto ha curado; en los techos, los efectos de carga muerta pueden incluir solo aquellas cargas colocadas después de que la estructura del techo esté en su lugar.

**CC.2.2 Desplazamiento de Muros y Marcos.** Las derivas (desviaciones laterales) de interés en la verificación de la capacidad de servicio surgen principalmente de los efectos del viento. Los límites de deriva en el uso común para el diseño de edificios son del orden de 1/600 a 1/400 de la altura del edificio o del piso (ASCE Task Committee on Drift Control of Steel Building Structures 1988; Griffis 1993). Estos límites generalmente son suficientes para minimizar el daño al revestimiento y a las paredes y particiones no estructurales. Pueden ser apropiados límites de deriva más pequeños si el revestimiento es frágil. West y Fisher (2003) contienen recomendaciones para límites de deriva más altos que se han utilizado con éxito en edificios de baja altura con varios tipos de revestimiento. También contiene recomendaciones para edificios que contienen grúas. También es posible que se deba imponer un límite absoluto a la desviación del piso a la luz de la evidencia de que se pueden producir daños en las particiones no estructurales, el revestimiento y el acristalamiento si la desviación del piso supera los 10 mm (3½ pulgadas), a menos que se realicen prácticas especiales de detalle para tolerar el movimiento (Freeman 1977; Cooney y King 1988). Muchos componentes pueden aceptar deformaciones significativamente mayores.

El uso de la carga de viento nominal (intervalo medio de recurrencia (MRI) de 700 años o MRI de 1700 años) para verificar la capacidad de servicio es excesivamente conservador. La siguiente combinación de carga, derivada de manera similar a las Ecs. (CC.2-1a) y (CC.2-1b), se pueden utilizar para verificar los efectos a corto plazo:

$$D \pm 0.5L \pm Wa \quad (\text{CC.2-3})$$

donde Wa es la carga de viento basada en las velocidades de servicio del viento en las Figs. CC.2-1 a CC.2-4. Algunos diseñadores han utilizado una resonancia magnética de 10 años (probabilidad anual de 0,1) para comprobar la deriva bajo cargas de viento en edificios típicos (Griffis 1993), mientras que otros han utilizado una resonancia magnética de 50 años (probabilidad anual de 0,02) o una resonancia magnética de 100 años. (probabilidad anual de 0,01) para edificios más sensibles a la deriva. La selección de la MRI para la evaluación de la capacidad de servicio es una cuestión de criterio de ingeniería que debe ejercerse en consulta con el cliente del edificio.

Los mapas incluidos en este apéndice son apropiados para su uso con estados límite de servicio y no deben usarse para estados límite de resistencia. Debido a su naturaleza transitoria, no es necesario considerar la carga del viento al analizar los efectos de la fluencia u otras acciones a largo plazo.

Los límites de deformación deben aplicarse al conjunto estructural en su conjunto. El efecto de rigidez de los muros y tabiques no estructurales puede tenerse en cuenta en el análisis de la deriva si se dispone de información que corrobore su efecto. Cuando se produzcan ciclos de carga, se debe considerar la posibilidad de que los aumentos en las deformaciones residuales puedan conducir a un colapso estructural incremental.

**CC.2.3 Vibraciones.** Los movimientos estructurales de los pisos o del edificio como un todo pueden causar molestias a los ocupantes del edificio. En los últimos años, el número de quejas sobre vibraciones en edificios ha ido en aumento. Este creciente número de quejas está asociado en parte con las estructuras más flexibles que resultan de la práctica de la construcción moderna. Las comprobaciones tradicionales de deflexión estática no son suficientes para garantizar que no se produzcan vibraciones molestas en los sistemas de pisos de los edificios o en los edificios en su conjunto (Ad Hoc Committee on Serviceability Research 1986). Mientras que el control de la rigidez es un aspecto de la capacidad de servicio, la distribución de masa y el amortiguamiento también son importantes para controlar las vibraciones. El uso de nuevos materiales y sistemas de construcción puede requerir que la respuesta dinámica del sistema sea considerada explícitamente. Los modelos dinámicos simples a menudo son suficientes para determinar si existe un problema potencial y para sugerir posibles medidas correctivas (Bachmann y Ammann 1987; Ellingwood 1989).

El movimiento estructural excesivo se mitiga con medidas que limitan las aceleraciones del edificio o del piso a niveles que no molesten a los ocupantes o que no dañen el equipo de servicio.

La percepción y la tolerancia de las personas a las vibraciones depende de sus expectativas de rendimiento del edificio (relacionadas con la ocupación del edificio) y de su nivel de actividad en el momento en que se produce la vibración (ANSI 1983). Las personas encuentran las vibraciones continuas más objetables que las vibraciones transitorias. Las vibraciones continuas (durante un período de minutos) con una aceleración del orden de 0,005 g a 0,01 g son molestas para la mayoría de las personas que realizan actividades tranquilas, mientras que aquellas que realizan actividades físicas o eventos con espectadores pueden tolerar aceleraciones constantes del orden de 0,02 g a 0,05 g. Los umbrales de molestia por vibraciones transitorias (que duran sólo unos pocos segundos) son considerablemente más altos y dependen de la cantidad de amortiguamiento estructural presente (Murray 1991). Para un piso terminado con (típicamente) 5% de amortiguamiento o más, se pueden tolerar aceleraciones transitorias máximas de 0,05 g a 0,1 g.

Muchas actividades humanas comunes imparten fuerzas dinámicas a un piso a frecuencias (o armónicos) en el rango de 2 a 6 Hz (Allen y Rainer 1976; Allen et al. 1985; Allen 1990a,b). Si la frecuencia fundamental de vibración del sistema de piso está en este rango y si la actividad es de naturaleza rítmica (p. ej., baile, ejercicio aeróbico o vórtices en eventos de espectadores), puede ocurrir una amplificación resonante. Para evitar la resonancia de las actividades rítmicas, el sistema de suelo debe ajustarse de manera que su frecuencia natural esté bien alejada de los armónicos de la frecuencia de excitación. Como regla general, la frecuencia natural de los elementos y ensamblajes estructurales debe ser mayor que 2,0 veces la frecuencia de cualquier excitación de estado estable a la que estén expuestos, a menos que se proporcione aislamiento contra vibraciones. La amortiguación también es una forma efectiva de controlar las vibraciones molestas de los eventos transitorios porque los estudios han demostrado que las personas son más tolerantes con las vibraciones que se amortiguan rápidamente que con las que persisten (Murray 1991).

Varios estudios han demostrado que una forma simple y relativamente efectiva de minimizar las vibraciones desagradables al caminar y otras actividades humanas comunes es controlar el piso. La justificación para limitar la deflexión a un valor absoluto en lugar de a una fracción de la luz se puede obtener por

considerando las características dinámicas de un sistema de piso modelado como un vano simple cargado uniformemente. La frecuencia fundamental de vibración,  $f$  da, este sistema está dada por

$$F_o = \frac{\ddot{y}}{2I^2} \frac{IE}{\dot{y}s} \quad (\text{CC.2-4})$$

donde  $EI$  = rigidez a la flexión del piso,  $I$  = luz y  $\ddot{y}$  =  $w/g$  = masa por unidad de longitud;  $g$  = aceleración debida a la gravedad  $32,17 \text{ ft/s}^2$  ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ),  $w$  = carga muerta más carga viva participante. La deflexión máxima causada por  $w$  es

$$\ddot{y} = 0.5 \ddot{y}^{384} \frac{EI}{w} \quad (\text{CC.2-5})$$

Sustituyendo  $EI$  de esta ecuación en la Ec. (CC.2-3), obtenemos

$$F_o = 18\ddot{y} \text{ Estimación de } \ddot{y} \quad (\text{CC.2-6})$$

puede comparar con las frecuencias naturales mínimas para mitigar las vibraciones al caminar en varias ocupaciones (Allen y Murray 1993). Por ejemplo, la ecuación. (CC.2-6) indica que la deflexión estática causada por una carga uniforme,  $w$ , debe limitarse a aproximadamente 0,2 pulg. (5 mm), independientemente del tramo, si se desea mantener la frecuencia fundamental de vibración del sistema de piso, por encima de unos 8 Hz. Muchos pisos que no cumplen con esta pauta se pueden reparar perfectamente; sin embargo, esta guía proporciona un medio simple para identificar situaciones potencialmente problemáticas donde se puede justificar una consideración adicional en el diseño.

### CC.3 DISEÑO PARA DEFLEXIÓN A LARGO PLAZO

Bajo carga sostenida, los miembros estructurales pueden exhibir deformaciones adicionales dependientes del tiempo causadas por la fluencia, que generalmente ocurre a un ritmo lento pero persistente durante largos períodos de tiempo. En ciertas aplicaciones, puede ser necesario limitar la deflexión bajo carga a largo plazo a niveles específicos. Esta limitación se puede hacer multiplicando la deflexión inmediata por un factor de fluencia, según lo dispuesto en las normas de materiales, que oscila entre 1,5 y 2,0. Este estado límite debe verificarse usando la combinación de carga en la ecuación. (CC.2-2).

### CC.4 COMBINACIÓN

Cuando sea necesario, se debe incorporar comba en los miembros estructurales horizontales para dar la apariencia y el drenaje adecuados y para contrarrestar la deflexión anticipada de la carga y el posible encharcamiento.

### CC.5 EXPANSIÓN Y CONTRACCIÓN

Se deben hacer provisiones en el diseño para que si ocurren cambios dimensionales significativos, la estructura se mueva como un todo y el movimiento diferencial de partes y miembros similares que se encuentran en las juntas sea mínimo. El diseño de juntas de dilatación para permitir cambios dimensionales en partes de una estructura separadas por tales juntas debe tener en cuenta tanto los movimientos reversibles como los irreversibles. El deterioro estructural en forma de grietas anchas ha sido causado por la restricción de las deformaciones térmicas, de contracción y de pretensado. Se aconseja a los diseñadores que prevean tales efectos mediante juntas de alivio o controlando el ancho de las grietas.

### CC.6 DURABILIDAD

Los edificios y otras estructuras pueden deteriorarse en ciertos entornos de servicio. Este deterioro puede ser visible al

inspección (por ejemplo, meteorización, corrosión y manchas) o puede resultar en cambios no detectados en el material. El diseñador debe proporcionar una cantidad específica de tolerancia al daño en el diseño o debe especificar sistemas de protección adecuados y/o mantenimiento planificado para minimizar la probabilidad de que ocurran tales problemas. La infiltración de agua a través de paredes o revestimientos de techo mal construidos o mantenidos se considera más allá del ámbito del diseño para la tolerancia al daño. El diseño de impermeabilización está más allá del alcance de esta norma. Para partes de edificios y otras estructuras expuestas a la intemperie, el diseño debe eliminar bolsas en las que se pueda acumular la humedad.

### REFERENCIAS

- Comité ad hoc sobre investigación de capacidad de servicio. (1986). "Capacidad de servicio estructural: una evaluación crítica y necesidades de investigación". J. Estructura. Ing., 112(12), 2646–2664.
- Allen, DE (1990a). "Vibraciones del suelo de los aeróbicos". Poder. J. Civ. Ing., 19(4), 771–779.
- Allen, DE (1990b). "Construyendo vibraciones a partir de actividades humanas". Hormigón Internacional, 12(6), 66–73.
- Allen, DE y Murray, TM (1993). "Criterio de diseño para vibraciones debidas a la marcha". Ing. J., 30(4), 117–129.
- Allen, DE y Rainer, JH (1976). "Criterios de vibración para tramos largos pisos." Poder. J. Civ. Ing., 3(2), 165–173.
- Allen, DE, Rainer, JH y Pernica, G. (1985). "Criterios de vibración para ocupaciones para reuniones públicas". Poder. J. Civ. Ing., 12(3), 617–623.
- Instituto Nacional Estadounidense de Estándares (ANSI). (1983). Guía para la evaluación de la exposición humana a vibraciones en edificios, ANSI S3.29-1983, ANSI, Nueva York.
- Comité de tareas de la ASCE sobre control de deriva de estructuras de construcción de acero. (1988). "Diseño de la deriva del viento de edificios con estructura de acero: informe de estado del arte". J. Estructura. Ing., 114(9), 2085–2108.
- Bachmann, H. y Ammann, W. (1987). "Vibraciones en estructuras". 3ra ed. Estructura. Ing. Doc., Asociación Internacional de Ingeniería Estructural y de Puentes, Zúrich, Suiza.
- Cooney, RC y King, AB (1988). "Criterios de servicio de los edificios". Branz Informe SR14, Asociación de Investigación de Construcción de Nueva Zelanda, Porirua, Nueva Zelanda.
- Ellingwood, B. (1989). "Pautas de capacidad de servicio para estructuras de acero". Ing. J., 26(1), 1–8.
- Freeman, SA (1977). "Pruebas de estanterías de tabiques de edificios de gran altura". J. Estructura. División, 103(8), 1673–1685.
- Galambos, TU y Ellingwood, B. (1986). "Estados límite de servicio: Desviación." J. Estructura. Ing. 112(1), 67–84.
- Griffis, LG (1993). "Estados límite de servicio bajo carga de viento". Ing. J., 30(1), 1–16.
- Organización Internacional de Normalización (ISO). (1977). "Bases para el diseño de estructuras—Deformaciones de edificios en los estados límite de capacidad de servicio". ISO 4356. Organización Internacional de Normalización.
- Murray, T. (1991). "Vibraciones del piso del edificio". Ing. J., 28(3), 102–109.
- Código Nacional de Construcción de Canadá. (1990). Comentario A, criterios de capacidad de servicio para deflexiones y vibraciones, Consejo Nacional de Investigación, Ottawa.
- West, M. y Fisher, J. (2003). Consideraciones de diseño de capacidad de servicio para edificios de acero, 2.<sup>a</sup> edición, Guía de diseño de acero n.<sup>o</sup> 3, Instituto Americano de Construcción en Acero, Chicago.
- OTRAS REFERENCIAS (NO CITADAS)**
- Ellingwood, B. y Tallin, A. (1984). "Servicio estructural: Vibraciones del suelo". J. Struct. Ing., 110(2), 401–418.
- Ohlsson, S. (1988). "Diez años de investigación sobre vibraciones de pisos: una revisión de aspectos y algunos resultados". Proc., Symposium on Serviceability of Buildings, Consejo Nacional de Investigación de Canadá, Ottawa, 435–450.
- Tallin, AG y Ellingwood, B. (1984). "Estados límite de servicio: vibraciones inducidas por el viento". J. Estructura. Ing., 110(10), 2424–2437.

Esta página se dejó en blanco intencionalmente

## APÉNDICE CD

## EDIFICIOS EXENTOS DE CASOS DE CARGA DE VIENTO TORSIONAL

Como se discutió en la Sección C27.3.6, un edificio experimentará cargas de torsión causadas por presiones no uniformes en diferentes caras del edificio. Debido a estas cargas de torsión, deben investigarse los cuatro casos de carga definidos en la Fig. 27.3-8, excepto para edificios con diafragmas flexibles y para edificios con diafragmas que no son flexibles y cumplen los requisitos de distribución espacial y rigidez de la resistencia del viento principal sistema (MWFRS).

Los requisitos de distribución espacial y rigidez del MWFRS para los casos simples que se muestran son necesarios para garantizar que la torsión del viento no controle el diseño. En el Apéndice D se presentan diferentes requisitos que, si se cumplen con el MWFRS de un edificio, entonces no es necesario investigar los casos de carga de viento torsional. También son posibles muchas otras configuraciones, pero resulta demasiado complejo describir sus limitaciones de forma sencilla.

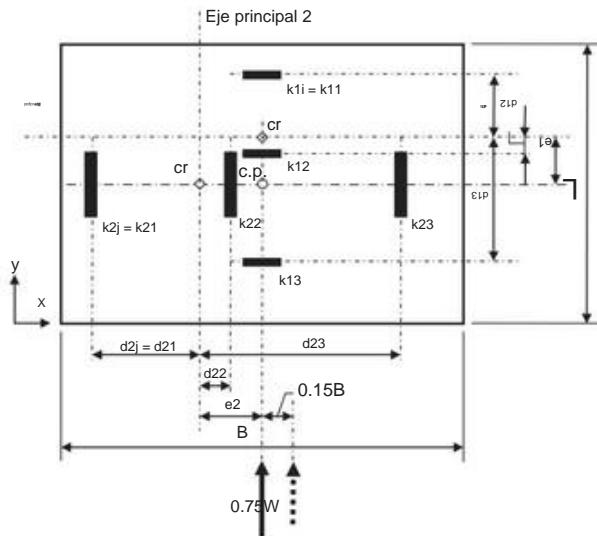
En general, el diseñador debe colocar y proporcionar los elementos verticales del MWFRS en cada dirección de modo que el centro de presión de las fuerzas del viento en cada piso esté ubicado cerca del centro de rigidez del MWFRS, minimizando así la torsión inherente del viento en el piso. edificio. En edificios con diafragmas rígidos, se debe evitar una excentricidad torsional superior al 5 % del ancho del edificio para evitar grandes fuerzas de corte por efectos de torsión del viento y para evitar la deriva torsional del piso que puede dañar las paredes interiores y el revestimiento.

La siguiente información se proporciona para ayudar a los diseñadores a determinar si los casos de carga de viento torsional (Fig. 27.3-8, casos de carga 2 y 4) controlan el diseño. Se hace referencia a la figura [CD-1](#). Las ecuaciones mostradas en la figura para el caso general

de un edificio cuadrado o rectangular que tiene una excentricidad inherente  $e_1$  o  $e_2$  alrededor del eje principal 1 y 2, respectivamente, se puede usar para determinar la rigidez requerida y la ubicación del MWFRS en cada dirección del eje principal.

Usando las ecuaciones contenidas en la Fig. [CD-1](#), se puede demostrar que los edificios regulares (como se define en el Capítulo 12, Sección 12.3.2), que en cada piso cumplen con los requisitos especificados para la excentricidad entre el centro de masa (o alternativamente , centro de rigidez) y el centro geométrico con la relación especificada de cortante de piso de diseño sísmico a viento pueden eximirse con seguridad de los casos de carga de torsión de viento de la figura 27.3-6. Es conservador medir la excentricidad desde el centro de masa al centro geométrico en lugar del centro de rigidez al centro geométrico. Los edificios que tienen una excentricidad inherente entre el centro de masa y el centro de rigidez y que están diseñados para fuerzas sísmicas codificadas tienen una mayor resistencia a la torsión que si el centro de masa y la rigidez coinciden.

Usando las ecuaciones contenidas en la Fig. [CD-1](#) y un análisis de deriva del edificio para determinar el desplazamiento máximo en cualquier piso, se puede demostrar que no es necesario diseñar edificios con diafragmas que no son flexibles y que se definen como torsionalmente regulares bajo carga de viento. para los casos de carga torsional de la figura 27.3-6. Además, se permite aumentar el caso básico de carga de viento proporcionalmente de modo que el desplazamiento máximo en cualquier piso no sea menor que el desplazamiento máximo bajo el caso de carga torsional. Entonces, el edificio puede diseñarse para el caso de carga básica incrementada sin la necesidad de considerar los casos de carga torsional.

**Diagrama****Notación**

- $B$  = Dimensión en planta horizontal del edificio normal al viento.  
 $L$  = Dimensión en planta horizontal del edificio paralela al viento.  
 $cr$  = Centro de rigidez.  
 $cp = k_{1i}$  Centro de presión del viento.  
 $k_{2j} d_{1i}$  = Rigidez del marco  $i$  paralelo al eje mayor 1.  
 $d_{2j}$  = Rigidez del marco  $j$  paralelo al eje mayor 2.  
 $=$  Distancia del marco  $i$  a  $cr$  perpendicular al eje mayor 1.  
 $=$  Distancia del marco  $j$  a  $cr$  perpendicular al eje mayor 2.  
 $e_1$  = Distancia de  $cp$  a  $cr$  perpendicular al eje mayor 1.  
 $e_2$  = Distancia de  $cp$  a  $cr$  perpendicular al eje mayor 2.  
 $j$  = Momento polar de inercia de todos los marcos de viento MWFRS en el edificio.  
 $W$  = Carga de viento como exige la norma.  
 $V_{1i}$  = Fuerza del viento en el marco  $i$  paralelo al eje mayor 1.  
 $V_2$  = Fuerza del viento en el marco  $j$  paralelo al eje mayor 2.  
 $x_0, y_0$  = Coordenadas para el centro de rigidez desde el origen de cualquier eje  $x, y$  conveniente.

**ecuaciones**

$$x_0 = \frac{\ddot{y}_0 k_{1i}}{\ddot{y}_{1i} k_{1i}} \quad y_0 = \frac{\ddot{y}_0 k_{1i}}{\ddot{y}_{1i} k_{1i}}$$

$$= \frac{-}{\ddot{y}_{1i} j i j d k_{1i} k_{1j}} + \frac{-}{\ddot{y}_{1i} j j d k_{1i} k_{1j}}$$

$$V_{1i} = \frac{(75.0 \text{ kilovatos } t_{1i})}{k_{1i}} + \frac{(115.075.0 \text{ dkBeW })}{j} y_0$$

$$V_{2j} = \frac{(75.0 \text{ kilovatos } s_{2j})}{k_{2j}} + \frac{(+ 150.075.0 \text{ dkBeW })}{j} y_0$$

Figura CD-1. Exención de casos de carga torsional

## ANEXO CE

### PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO BASADOS EN EL DESEMPEÑO PARA LOS EFECTOS DEL FUEGO EN LAS ESTRUCTURAS

#### CE.1 ALCANCE

Los enfoques de diseño que consideran los efectos del fuego en las estructuras generalmente se clasifican como (1) diseño estándar de resistencia al fuego (también denominado enfoque prescriptivo) o (2) diseño basado en el desempeño (PBD). Aunque este apéndice no se relaciona con el diseño estándar de resistencia al fuego y no debe usarse para este, se analiza en relación con el PBD en este comentario.

Los diseñadores pueden optar por utilizar los procedimientos PBD para los efectos del fuego en una estructura a fin de cumplir con los objetivos de diseño de las partes interesadas según lo permitido por la Sección 1.3.6 y los materiales, el diseño y los métodos de construcción y provisión de equipos alternativos en los códigos de construcción. Cuando se utilizan procedimientos PBD, la estructura generalmente se diseña para cargas ambientales y de gravedad primaria y luego se evalúa para la exposición al fuego. Un material, diseño o método de construcción alternativo generalmente requiere aprobación cuando la autoridad competente determina que el diseño propuesto es satisfactorio y cumple con la intención del código de construcción.

La resistencia al fuego estructural es la capacidad de la estructura para soportar cargas durante la exposición a las condiciones del fuego, así como para proporcionar una barrera contra la propagación del fuego. El desempeño estructural durante la exposición al fuego a menudo se expresa simplemente como Resistencia al fuego > Efectos del fuego (*Buchanan 2002*). Se utilizan tres filosofías de diseño para comparar la resistencia al fuego y los efectos del fuego, que se basan en medidas de tiempo, temperatura y fuerza.

El tiempo se utiliza para las clasificaciones estándar de resistencia al fuego en los códigos de construcción, donde se muestra una configuración particular, mediante pruebas o análisis equivalentes, para proporcionar una resistencia adecuada a una exposición estándar al fuego bajo condiciones de prueba durante un período de tiempo. La temperatura se usa en situaciones en las que se postula que una temperatura particular provocará fallas en un componente o subsistema. Se especifica una temperatura máxima permisible y se proporciona protección térmica para exposiciones definidas al fuego para garantizar que la temperatura límite no se alcance dentro de la clasificación de resistencia al fuego o el período de tiempo especificado. La resistencia compara las cargas de gravedad aplicadas y los efectos del fuego (p. ej., fuerzas y deformaciones inducidas térmicamente en elementos estructurales) con la resistencia al fuego (p. ej., rigidez y resistencia dependientes de la temperatura) de los elementos estructurales calentados y las conexiones.

#### CE.2 DEFINICIONES

**DISEÑO ESTÁNDAR DE RESISTENCIA AL FUEGO:** Los métodos estándar de diseño de resistencia al fuego se basan en el tiempo o la temperatura. La resistencia al fuego se define con mayor frecuencia como una clasificación por hora (p. ej., ensamblaje con clasificación de resistencia al fuego de 2 horas) basada en los resultados de la prueba de fuego estándar o en métodos de análisis equivalentes.

Las pruebas estándar de resistencia al fuego proporcionan un método de ordenamiento por rango a través de pruebas comparativas de diferentes ensamblajes estructurales bajo condiciones de laboratorio controladas. Cada prueba usa la misma curva estándar de tiempo-temperatura, que continuamente

aumenta la temperatura, para calentar los miembros estructurales y los ensamblajes con un conjunto establecido de criterios de falla. Estándar

las curvas de tiempo y temperatura incluyen ASTM E119 ([2012](#)) y ANSI/UL 263 ([UL 2011b](#)); las normas internacionales incluyen ISO 834 ([1999](#)), CAN/ULC S101 ([ULC 2007](#)) y BS 476-20 ([BSI 1987](#)). También existen curvas de fuego estándar para incendios de piscinas de hidrocarburos, como ASTM E1529 ([2010b](#)) y UL 1709 ([UL 2011a](#)).

La prueba de horno estándar tiene una curva de tiempo-temperatura estándar que proporciona condiciones de calentamiento severas para ensamblajes de prueba representativos de la construcción de campo. Debido a las limitaciones de tamaño de los hornos, los tamaños de los elementos y conjuntos son limitados. Por ejemplo, los ensamblajes de piso generalmente se prueban en tramos que no superan los 17 pies (5,2 m), mientras que un tramo de piso real puede ser mucho mayor.

La clasificación de resistencia al fuego de un miembro o ensamblaje se basa en el primer criterio de falla alcanzado. Para la respuesta térmica, existen criterios de falla por temperatura medidos por termopares aplicados a miembros estructurales. Para el paso de llamas y calor, el ensamblaje probado no puede permitir la ignición de desperdicios de algodón en la superficie no expuesta. Para la respuesta estructural, las deflexiones de los miembros no pueden volverse excesivas (aunque la deflexión excesiva generalmente no se define explícitamente en los métodos estándar de prueba de fuego). Los directorios de resistencia al fuego (p. ej., [el Directorio de resistencia al fuego de UL 2013](#)) proporcionan una lista de conjuntos clasificados según las pruebas estándar, pero no brindan información sobre el criterio de falla en el que se basa la lista.

Cuando los elementos o conjuntos y su protección pasiva contra incendios son similares a los ya probados, se pueden usar métodos para calcular el rendimiento equivalente para una prueba de fuego estándar para determinar la clasificación de resistencia al fuego (por ejemplo, [ASCE/SEI/SFPE 29-05 2007](#)).

Los métodos de análisis están disponibles para elementos estructurales y conjuntos de barreras contra incendios hechos de acero estructural, hormigón simple, hormigón armado, madera y madera, mampostería de hormigón y mampostería de arcilla.

Las pruebas estándar de resistencia al fuego y los cálculos de equivalencia no incluyen las conexiones de los miembros, la respuesta del sistema estructural o la exposición al fuego natural. Las pruebas estándar de resistencia al fuego y los análisis equivalentes de clasificaciones por hora no brindan la información necesaria para predecir el desempeño real de un sistema estructural durante incendios de diseño estructural.

#### DISEÑO ESTRUCTURAL CONTRA INCENDIOS BASADO EN EL DESEMPEÑO:

El diseño estructural contra incendios basado en el desempeño es útil para los casos en los que el diseño estándar de resistencia al fuego no abordaría los objetivos de diseño de las partes interesadas. Por ejemplo, un enfoque basado en el rendimiento es adecuado para los casos en los que es necesario cuantificar el rendimiento de una estructura durante incendios de diseño estructural para evaluar adecuadamente los riesgos para la seguridad de la vida y/o la protección de la propiedad.

Las variaciones del código de construcción para la protección estructural contra incendios pueden requerir un enfoque basado en el rendimiento para demostrar la idoneidad de un diseño alternativo. Los análisis basados en el rendimiento también proporcionan

oportunidades para desarrollar diseños alternativos que estén optimizados en cuanto a estética, funcionalidad y/o costos.

La aceptación de diseños basados en el desempeño está sujeta a la aprobación de la autoridad competente. El diseñador debe demostrar que el diseño proporciona un nivel de seguridad equivalente o superior al que se logaría con un diseño que se ajuste a los criterios prescriptivos del código. El diseño estructural contra incendios basado en el rendimiento proporciona un nivel de seguridad que se basa en la evaluación de la demanda y la capacidad del sistema estructural en condiciones de incendio. Dado que el enfoque prescriptivo se basa únicamente en pruebas estándar y no tiene en cuenta el rendimiento del sistema estructural, no se puede cuantificar el nivel de seguridad proporcionado.

En consecuencia, no existe un método práctico para comparar cuantitativamente el nivel de seguridad proporcionado por un PBD con el proporcionado por el enfoque prescriptivo. Por lo tanto, es responsabilidad del diseñador demostrar adecuadamente a la autoridad competente que el PBD satisface los objetivos de desempeño requeridos y cumple con la intención general del código de construcción.

Se debe contactar a la autoridad competente antes de iniciar un proceso de PBD para determinar si su oficina es capaz y está dispuesta a respaldar dichos medios alternativos, o si tiene alguna inquietud o requisito que deba abordarse. La autoridad competente puede requerir una revisión por pares por parte de una parte calificada independiente como parte del proceso de PBD.

La Sección 1.3.1.3 aborda los requisitos de PBD para todos los tipos de requisitos de carga y rendimiento.

### CE.3 REQUISITOS GENERALES

La frecuencia de incendios importantes en edificios es relativamente baja debido a la pequeña probabilidad de que la ignición alcance las condiciones de descarga disruptiva (consulte la Sección CE.5.2 para ver una discusión sobre la descarga disruptiva). La intervención de los ocupantes o del cuerpo de bomberos y/o la extinción del fuego por medio del sistema de supresión de incendios normalmente limitan el desarrollo del fuego antes de que se vuelva incontrolable (Hall 2013). Sin embargo, ciertos eventos y/o circunstancias pueden resultar en incendios no controlados que afecten el sistema estructural. En tales casos, se debe mantener la integridad estructural para garantizar la seguridad de la vida de los ocupantes (consulte la Sección E.4.1).

Esto supone que el sistema estructural no está significativamente dañado por otro evento peligroso, como un terremoto o una explosión.

El término "efectos del fuego" incluye la respuesta térmica y las deformaciones y cargas estructurales correspondientes inducidas por el calentamiento y enfriamiento de los sistemas estructurales durante la exposición al fuego, así como los cambios dependientes de la temperatura en la rigidez y resistencia estructural, las respuestas geométricas y materiales no lineales y la resistencia restringida, expansión o contracción térmica. Es necesario evaluar todos los materiales estructurales para determinar los efectos de calentamiento, pero algunos materiales, como la madera, pueden no experimentar tensiones o tensiones adicionales por los efectos de enfriamiento. Sin embargo, es posible que sea necesario evaluar las conexiones de acero y los sujetadores utilizados en la construcción con madera para el enfriamiento. Los efectos del fuego pueden resultar en fuerzas significativas, rotaciones, flexiones y deformaciones de miembros y conexiones. Pérdida de sección como resultado de la exposición al fuego (p. ej., debido a desconchados o carbonización) también puede contribuir a estos efectos.

PBD incluye el desarrollo de objetivos de desempeño cuantificables que se evalúan con métodos de análisis apropiados. La parte de la estructura afectada por el fuego, que incluye miembros y conexiones, así como secciones circundantes más frías que pueden brindar restricción contra la expansión térmica, debe considerarse para determinar el desempeño del sistema estructural y los modos de falla.

Las técnicas de análisis utilizadas para evaluar los efectos del fuego en las estructuras varían en complejidad desde análisis de un solo elemento hasta análisis finitos.

modelos de elementos que representan sistemas estructurales. Los miembros individuales (columnas o vigas) y sus conexiones se pueden analizar de forma aislada para un incendio de diseño estructural si se pueden hacer suposiciones razonables sobre la restricción más allá del miembro y sus conexiones, como si el resto de la estructura proporciona una restricción rígida a un incendio calentado miembro o si la restricción de pernos de cortante en un

el piso compuesto debe incluirse o ignorarse.

Las propiedades de resistencia y rigidez de los materiales que dependen de la temperatura pueden basarse en las temperaturas máximas para un incendio de diseño estructural solo si los efectos de expansión térmica, restricción y enfriamiento pueden despreciarse de manera conservadora. Tales consideraciones deben incluir si las deformaciones inelásticas, como el pandeo local inducido por la restricción de la expansión térmica, afectan el comportamiento del elemento y la conexión durante el enfriamiento. Por ejemplo, puede ocurrir que se rompan los pernos durante el enfriamiento de la estructura de acero, lo que puede ocasionar la falla del miembro o del subsistema. Para los pisos compuestos, la expansión térmica de las vigas de acero estará restringida siempre que las conexiones de los pernos de corte permanezcan intactas.

A diferencia de los análisis de un solo elemento, los modelos de elementos finitos de los sistemas estructurales pueden capturar los efectos de la expansión térmica, las rutas de carga alternativas, los mecanismos secundarios de transporte de carga (p. ej., la acción de la catenaria), la respuesta no lineal del material, la respuesta de gran desplazamiento y el rendimiento de la conexión. Es esencial que el alcance y la complejidad de las técnicas de análisis utilizadas para analizar la respuesta estructural a los incendios de diseño estructural aborden los objetivos de rendimiento de la Sección E.4 y sean aceptables para la autoridad competente.

El logro de un desempeño adecuado y suficiente continuidad y ductilidad para trayectorias de carga alternativas después de la falla de un elemento debido a los efectos del fuego causado por un incendio en el diseño estructural requiere la consideración de la capacidad de conexión entre los elementos estructurales y la aplicación de la combinación de carga en Eq. (2.5-1) con los factores de resistencia apropiados y las capacidades de los miembros para los materiales de construcción dados, como se analiza en la Sección C.2.

Dado que el diseño y la evaluación de estructuras para condiciones de incendio son inherentemente multidisciplinarios, es posible que se requieran múltiples profesionales de diseño. Los profesionales del diseño pueden incluir ingenieros estructurales, ingenieros de protección contra incendios, arquitectos y otros. Siempre que puedan participar varios profesionales del diseño, la función y la responsabilidad de cada profesional del diseño deben establecerse claramente en los documentos del contrato.

Para un diseño estándar de resistencia al fuego, el arquitecto generalmente actúa como la parte responsable de cumplir con los requisitos del código para la protección estructural contra incendios. Como tal, el arquitecto normalmente selecciona conjuntos de resistencia al fuego calificados de los listados disponibles, tal vez con la consulta de ingenieros de protección contra incendios. Para el diseño estructural contra incendios basado en el desempeño, generalmente se requiere un equipo compuesto por arquitectos, ingenieros de protección contra incendios e ingenieros estructurales. El ingeniero de protección contra incendios, o un diseñador profesional con calificaciones similares, cuantifica la carga de combustible, evalúa los incendios de diseño estructural y estima los historiales de temperatura de los sistemas estructurales. La responsabilidad principal del ingeniero estructural es evaluar la respuesta del sistema estructural a los efectos del fuego en función de los historiales de temperatura proporcionados. El ingeniero estructural también puede ayudar al ingeniero de protección contra incendios a determinar qué sistemas estructurales deben evaluarse para los incendios de diseño estructural y a calcular las deformaciones de los elementos estructurales que pueden afectar negativamente la integridad de los conjuntos con clasificación de resistencia al fuego, como las barreras contra incendios.

### CE.4 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

Los objetivos de rendimiento abordan principalmente la estabilidad estructural y la continuidad de la ruta de carga, y los requisitos relacionados con la salida de los ocupantes.

Es posible que también sea necesario considerar los objetivos de rendimiento específicos del proyecto.

**CE.4.1 Integridad estructural.** La integridad estructural respalda la seguridad de la vida durante incendios en edificios y otras estructuras. En consecuencia, los sistemas estructurales que soportan las rutas de evacuación (p. ej., corredores y escaleras de salida) y las áreas de refugio deben evaluarse para determinar la estabilidad y la continuidad de la ruta de carga durante los incendios de diseño estructural. La evaluación de la estabilidad y la continuidad de la trayectoria de la carga debe considerar todos los elementos estructurales de soporte y las conexiones. Por ejemplo, una columna expuesta al fuego puede volverse inestable si los elementos de apoyo laterales pierden su rigidez o la continuidad de la trayectoria de la carga.

Las escaleras, las salidas horizontales o incluso los pisos completos del edificio pueden designarse como áreas de refugio para que los ocupantes puedan permanecer seguros dentro del edificio durante un incendio. Por ejemplo, es posible que los ocupantes con movilidad reducida deban permanecer dentro de un área de refugio durante un incendio mientras esperan la asistencia de rescate o evacuación de los servicios de emergencia. Dado que las áreas de refugio están destinadas a servir como un lugar de seguridad de acuerdo con los códigos de construcción, es esencial que los sistemas estructurales que soportan estas áreas mantengan la estabilidad, proporcionen una trayectoria de carga continua y limiten las deformaciones durante el calentamiento y enfriamiento de la estructura, bajo exposición al fuego.

Los códigos de construcción limitan las distancias de viaje de salida a las salidas (p. ej., escaleras), pero generalmente no limitan el tiempo total de evacuación. A medida que aumenta la distancia vertical de los ocupantes desde el punto de descarga hasta una vía pública (por ejemplo, una calle pública), aumenta el tiempo necesario para evacuar el edificio. Por lo tanto, se debe prestar especial atención a los casos en los que se esperan procedimientos de evacuación por etapas y se anticipan tiempos más prolongados de salida de los ocupantes.

Por ejemplo, en edificios muy altos, se puede esperar que los ocupantes permanezcan en los pisos superiores durante horas, e incluso si se indica a esos ocupantes que usen las escaleras, la evacuación total puede exceder una hora ([SFPE 2013](#)). En estos casos, el desempeño estructural de las escaleras de salida vertical puede representar una preocupación primordial para los diseñadores.

Los códigos de construcción generalmente no exigen cómo se debe evacuar un edificio, pero a menudo existe un requisito para ciertos edificios, como los edificios altos, para desarrollar planes de evacuación ([SFPE 2013](#)). La determinación del marco de tiempo necesario para la salida de los ocupantes y la función prevista de las áreas de refugio generalmente requiere la experiencia de un ingeniero de protección contra incendios o un diseñador profesional con calificaciones similares.

**CE.4.2 Objetivos de desempeño específicos del proyecto.** Además de los requisitos mínimos de integridad estructural, es posible que se requieran objetivos de rendimiento específicos del proyecto. Los objetivos de desempeño específicos del proyecto pueden abordar cuestiones como los aspectos de resiliencia que consideran la recuperación, la protección de la propiedad, la continuidad del negocio, la protección ambiental, el soporte estructural adecuado de los conjuntos con clasificación de resistencia al fuego para limitar la propagación del fuego y el humo, y/o el soporte estructural de las rutas de ingreso para las primeras respondedoras.

Es posible que se requiera un mayor nivel de rendimiento estructural que el especificado en la Sección E.4.1. Por ejemplo, los siguientes objetivos de desempeño de ejemplo pueden aplicarse para limitar el daño estructural en función de la categoría de riesgo:

- Para los edificios y otras estructuras que cumplen con los criterios de la Categoría de riesgo I de bajo riesgo para la vida humana en caso de falla, puede ser necesario evitar el colapso estructural por los efectos del fuego si es probable que el colapso dañe la propiedad valiosa dentro del edificio o las propiedades circundantes, incluidos otros edificios y sistemas de infraestructura.
- Para edificios y otras estructuras que cumplen con los criterios de Categoría de Riesgo II o III, o para cualquier Categoría de Riesgo que probablemente dañaría las propiedades circundantes si se colapsara la estructura.

ocurrido, puede ser necesario que la estructura resista incendios de diseño estructural de tal manera que el sistema estructural principal (por ejemplo, columnas, miembros estructurales que tienen conexiones directas a columnas y miembros de arriostramiento lateral) permanezca estable con una trayectoria de carga continua a los miembros de soporte durante el calentamiento y enfriamiento de la estructura. Se podría permitir el daño a miembros estructurales o ensambles que no comprometan la estabilidad del sistema estructural primario o la continuidad de la trayectoria de la carga.

- Para edificios y otras estructuras que cumplen con los criterios de la Categoría de riesgo IV, puede ser necesario que la estructura soporte incendios de diseño estructural de modo que todo el sistema estructural permanezca estable con una trayectoria de carga continua a los elementos de soporte durante el calentamiento y enfriamiento de la estructura.

Al diseñar para limitar el daño estructural, los edificios y otras estructuras que cumplen con los criterios de la Categoría de riesgo IV pueden requerir que se mantenga la integridad estructural para todo el sistema estructural para incendios de diseño estructural. Al mantener la continuidad de la trayectoria de la carga y la estabilidad estructural, se puede lograr una mejor protección de la propiedad de las áreas adyacentes del edificio, lo que permite una rápida reocupación de las áreas que no están directamente afectadas por la exposición al fuego.

Por ejemplo, si una instalación crítica experimenta un incendio grave en un área determinada, si se mantiene la integridad estructural durante y después del incendio, de modo que no haya un colapso localizado y se contengan los daños por humo y la propagación de llamas, los esfuerzos de reparación y recuperación serán limitados, principalmente a las áreas afectadas por el fuego.

Los objetivos de protección ambiental pueden incluir la limitación de la liberación y propagación de sustancias químicas peligrosas o tóxicas al aire, suelo y superficies, o vías fluviales debido a la pérdida de integridad estructural.

Es deseable que los conjuntos de resistencia con clasificación de resistencia al fuego permanezcan funcionales (resistir la propagación del fuego y mantener la resistencia y rigidez adecuadas para la integridad estructural) durante los incendios de diseño estructural. Se necesitarían considerar tres estados límite para evaluar el fuego conjuntos con clasificación de resistencia (p. ej., barreras contra incendios): (1) transmisión de calor que conduce a un aumento inaceptable de la temperatura en la superficie no expuesta, (2) ruptura de la barrera causada por pérdida de soporte, agrietamiento o pérdida de integridad, y (3) pérdida de capacidad de carga. Los tres contribuyen al rendimiento de los conjuntos con clasificación de resistencia al fuego.

Es deseable que los elementos que soportan cargas (p. ej., pisos y paredes resistentes al fuego) que también sirven como barreras contra el fuego no vean afectada su resistencia al fuego debido a deformaciones u otros efectos del fuego. Cuando un conjunto con clasificación de resistencia al fuego no soporta carga, la deformación de los miembros estructurales que soportan el conjunto no debe comprometer su desempeño. Sin embargo, los criterios para limitar la deformación de los miembros estructurales que soportan conjuntos clasificados como resistentes al fuego no estructurales no están fácilmente disponibles. Los sistemas con clasificación de resistencia al fuego se califican según los resultados de las pruebas estándar en las que los límites de soporte del horno (p. ej., el piso de concreto) no se deforman durante el calentamiento.

Abordar tales objetivos de desempeño puede requerir que el diseñador desarrolle criterios de desempeño específicos a discreción de la autoridad competente.

## CE.5 ANÁLISIS TÉRMICO DE LOS EFECTOS DEL FUEGO

La sección E.5 proporciona los requisitos para determinar los incendios de diseño estructural y la respuesta térmica de los elementos y conexiones estructurales. Los incendios de diseño estructural tienen el potencial de afectar la integridad y estabilidad de una estructura. El desarrollo de incendios de diseño estructural involucra la consideración del diseño del compartimiento, los materiales de los límites, la ventilación y la carga de combustible que se combinan para crear condiciones que potencialmente amenazan el sistema estructural.

El diseñador debe considerar un número suficiente de incendios de diseño estructural para abordar adecuadamente los riesgos teniendo en cuenta la incertidumbre asociada con los parámetros de calentamiento. Basándose en las condiciones de contorno térmico dependientes del tiempo de la exposición al fuego, la respuesta térmica de los elementos estructurales y las conexiones se puede determinar basándose en los principios de la transferencia de calor.

**CE.5.1 Carga de combustible.** Los incendios de diseño estructural dependen de la carga de combustible y su distribución. La carga de combustible se expresa comúnmente como densidad de carga de combustible o carga de combustible por unidad de superficie. NFPA 557 (2012b) establece una base para seleccionar la densidad y distribución de la carga de combustible. Se pueden usar otros métodos si son aceptables para la autoridad competente. Aunque el concepto de densidad de carga de combustible implica una distribución uniforme de los combustibles en los compartimentos, es posible que deba abordarse la distribución real de los combustibles para los análisis de incendios de diseño estructural donde los efectos de calentamiento localizados pueden ser significativos.

La carga de combustible basada en el contenido de un edificio, espacio o área normalmente varía porque los materiales combustibles liberan diferentes niveles de energía térmica cuando se queman. Por ejemplo, los plásticos generalmente liberan más energía por unidad de masa que los productos de madera. La conversión del contenido del edificio en una masa equivalente basada en su energía potencial proporciona una base consistente para determinar la energía total de la carga de combustible. La carga de combustible en masa equivalente medida en libras de masa (lbm) (kilogramos (kg)) se puede convertir fácilmente en energía total medida en unidades térmicas británicas (Btu) (kilojulios (kJ)) para su uso en la caracterización de incendios de diseño estructural. .

**CE.5.2 Incendios de Diseño Estructural.** Los incendios de diseño estructural son incendios estructuralmente significativos basados en los parámetros físicos, como la disposición del edificio, los materiales de los límites de los compartimentos (p. ej., paredes), las aberturas de ventilación (p. ej., puertas y ventanas) y la carga de combustible que son específicos de un espacio o espacios de un edificio en particular. . Los incendios estructuralmente significativos incluyen aquellos que no están controlados por sistemas activos de protección contra incendios, como rociadores automáticos contra incendios o esfuerzos de extinción de incendios. Otros incendios de diseño considerados para la detección de incendios, la evacuación u otros problemas relacionados con incendios pueden no ser incendios estructuralmente significativos.

Siempre que haya suficiente oxígeno disponible para sustentar la combustión, la duración de un incendio de diseño estructural depende del historial de la tasa de liberación de calor del incendio y de la energía total de la carga de combustible. Un incendio de diseño estructural alcanza el quemado cuando la carga de combustible disponible se consume por completo o no hay oxígeno suficiente para soportar la combustión. Los materiales involucrados en un incendio afectan significativamente el historial de la tasa de liberación de calor.

Por lo tanto, la historia de la tasa de liberación de calor de un incendio no está necesariamente correlacionada con la energía total de la carga de combustible.

Los incendios de diseño estructural deben evaluarse utilizando métodos aceptables para la autoridad competente. En ciertos casos, puede ser necesario realizar un modelado de incendios para evaluar los incendios de diseño estructural. El modelado de incendios generalmente requiere la experiencia de un ingeniero de protección contra incendios o un profesional del diseño con calificaciones similares. La mayoría de los modelos de incendios simulan los efectos del fuego (p. ej., flujos de aire caliente y humo) y no los fenómenos de combustión y propagación de llamas. Cuando se requiera el modelado de incendios para determinar las condiciones de contorno térmico dependientes del tiempo en el sistema estructural, el diseñador debe fundamentar el modelo de acuerdo con SFPE G.06 (2011a).

Con base en la carga de combustible, la(s) ignición(es) y la disposición de los compartimentos y las aberturas de ventilación, un incendio de diseño estructural puede definirse ampliamente como uno de los siguientes tipos: incendio de recinto, incendio localizado, incendio exterior o incendio móvil. SFPE S.01 (2011b) proporciona métodos para determinar las condiciones de contorno térmico dependientes del tiempo en un sistema estructural causado por una falla estructural.

fuego de diseño para fuegos cerrados o localizados. NFPA 80A (2012a) proporciona métodos similares para incendios exteriores.

Los eventos tales como un terremoto o una inundación pueden resultar en incendios cerrados, localizados y/o itinerantes dentro de un edificio. Los incendios posteriores al evento pueden tener factores agravantes tales como contenido inflamable disperso, mal funcionamiento eléctrico, interrupción del suministro de energía y/o agua, daños a los sistemas de rociadores contra incendios o personal de respuesta de emergencia sobrecargado. Además, el daño estructural causado por un evento severo puede verse exacerbado por un incendio (p. ej., acero de refuerzo expuesto por desconchado del concreto en una conexión o pérdida de materiales aislantes de miembros).

**Incendio del Recinto.** Un incendio en un recinto se ve afectado por el comportamiento o compartimentos en los que está contenido. A medida que se forma una capa superior de gas caliente con la progresión del fuego, vuelve a irradiar calor hacia el fuego y los paquetes de combustible. Los límites del compartimento también pueden irradiar hacia adentro. Estas condiciones pueden conducir eventualmente a un flashover, momento en el que se considera que el fuego está completamente desarrollado.

El flashover ocurre cuando hay una transición rápida de una quema localizada a una quema simultánea de todos los materiales combustibles dentro del recinto. El flashover solo puede ocurrir en un compartimiento cerrado con suficiente combustible y ventilación, donde el techo puede atrapar gases calientes que conducen al calentamiento radiante de todos los combustibles hasta el punto de combustión.

En la mayoría de los incendios, existe una variabilidad en el tamaño del fuego, según qué elementos se encienden primero y cómo crece y se propaga el fuego. Centrarse en incendios completamente desarrollados elimina gran parte de esta variabilidad ya que un incendio completamente desarrollado (posterior al flashover) es menos sensible a qué elementos se encienden primero y cómo crece el fuego. Para los análisis de PBD, ignorar el calentamiento de la estructura durante la etapa de crecimiento de un incendio suele ser una suposición razonable, ya que el calentamiento de la estructura durante la etapa de desarrollo completo es mucho mayor que el calentamiento durante la etapa de crecimiento.

**Fuego localizado.** Un fuego localizado quema combustibles en un lugar dado y no alcanza el flashover. La quema localizada ocurre en exposiciones abiertas, espacios grandes, áreas con techos altos u otros lugares que no son propicios para el flashover. Esto ocurre típicamente en compartimentos o espacios relativamente grandes, cuando el combustible se concentra dentro de una región. Los incendios que no alcanzan el flashover pueden producir un calentamiento localizado en la estructura.

**Fuego Exterior.** Los incendios exteriores pueden provocar la ignición y la subsiguiente exposición al fuego dentro de un edificio, posiblemente en varios pisos. Por ejemplo, los edificios muy próximos pueden aumentar mutuamente el riesgo de una gran exposición a incendios a través del intercambio de calor entre edificios. La incidencia de llamas y la transferencia de calor por convección de incendios exteriores, a veces de incendios que se extienden por las ventanas de los pisos inferiores, también pueden crear un riesgo de incendio.

**Fuego viajero.** Un incendio itinerante se caracteriza por la propagación del fuego de combustible a combustible a través de un plan abierto que no se quema simultáneamente en todo el compartimento.

Estos incendios se mueven a través de áreas a medida que las llamas se propagan, quemando un área limitada en un momento dado. Los incendios itinerantes se caracterizan por áreas con combustibles que aún no se están quemando, un frente de fuego con un calentamiento generalmente intenso y una región posterior donde los combustibles se han consumido en gran medida.

**CE.5.3 Análisis de Transferencia de Calor.** La respuesta térmica del sistema estructural depende del fuego de diseño estructural y de los tres modos de transferencia de calor: conducción, convección y radiación. Los tres modos de transferencia de calor ocurren típicamente cuando una estructura es calentada por el fuego.

Los métodos de análisis de transferencia de calor son específicos para la respuesta física y química del material al calor y se utilizan para materiales homogéneos y no homogéneos. Las respuestas materiales pueden incluir carbonización, intumescencia, deshidratación, cambios de fase y reacciones químicas. Estas respuestas materiales y

Las propiedades pueden afectar significativamente la forma en que se realizan los análisis de transferencia de calor.

Las propiedades térmicas de los materiales relevantes para los análisis de transferencia de calor incluyen la densidad, la conductividad térmica, la emisividad de las superficies expuestas y el calor específico (que puede incluir los efectos del calor causados por el cambio de fase, si los hay). Muchas de estas propiedades materiales tienen una fuerte dependencia de la temperatura. Las fuentes con propiedades térmicas dependientes de la temperatura para acero, hormigón, mampostería y madera se enumeran aquí:

- ACI/TMS. (2007). Requisitos del código para determinar la resistencia al fuego de conjuntos de construcción de hormigón y mampostería, ACI 216.1-07/TMS-216-07.
- Consejo Americano de la Madera (AWC). (2015). Especificación Nacional de Diseño (NDS) para la Construcción en Madera, AWC NDS 2015.
- Comité Europeo de Normalización. (2004a). Eurocódigo 2: Diseño de Estructuras de Hormigón. Parte 1-2: Reglas generales: diseño estructural contra incendios, EN 1992-1-2. • Comité Europeo de Normalización. (2005). Eurocódigo 3: Diseño de Estructuras de Acero. Parte 1-2: Reglas generales: diseño estructural contra incendios, EN 1993-1-2. • Comité Europeo de Normalización. (2004b). Eurocódigo 5: Diseño de Estructuras de Madera. Parte 1-2: General— Diseño estructural contra incendios, EN 1995-1-1. • Comité Europeo de Normalización. (2003). Eurocódigo 6: Diseño de Estructuras de Mampostería. Parte 1-2: Reglas generales: diseño estructural contra incendios, EN 1996-1-2. • Laboratorio de Productos Forestales (FPL). (2010). Manual de madera: La madera como material de ingeniería, Informe técnico general del Laboratorio de productos forestales FPL-GTR-190. • Kodur, V. y Harmathy, T. (2008) Propiedades de los materiales de construcción, Manual de ingeniería de protección contra incendios de la SFPE.

Para propósitos de diseño, se pueden usar valores constantes de propiedades térmicas si dan resultados conservadores. Dependiendo de las condiciones de calentamiento o enfriamiento en las superficies expuestas, se deben usar los valores aplicables para el coeficiente de transferencia de calor por convección.

El aislamiento térmico debe analizarse utilizando el espesor mínimo especificado.

Los análisis de transferencia de calor asumen inherentemente que los materiales permanecen en su lugar durante la exposición al fuego. Si se espera que los materiales aislantes fallen durante un incendio de diseño estructural, los análisis de transferencia de calor deben tener en cuenta el aumento de calentamiento resultante de la estructura o se debe modificar el diseño del aislamiento. Es posible que sea necesario considerar las deformaciones de los elementos estructurales durante los incendios de diseño estructural como parte de la evaluación de la integridad mecánica de los conjuntos clasificados como resistentes al fuego.

Los historiales de temperatura de los miembros estructurales y las conexiones que componen el sistema estructural deben determinarse utilizando análisis de transferencia de calor según lo permitido en SFPE S.02 (2014).

Se pueden usar otros métodos aprobados si son aceptables para la autoridad competente.

#### CE.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS EFECTOS DEL FUEGO

El análisis estructural de los efectos del fuego requiere la consideración de los elementos calentados y las conexiones con consideración de todo el sistema estructural. Un análisis de un solo miembro puede estar justificado cuando solo un miembro se ve afectado por un incendio sin efectos consecuentes de los miembros circundantes. Un enfoque de sistemas requiere la consideración de la expansión térmica de las secciones calentadas y la restricción por la estructura adyacente más fría, las fuerzas y los desplazamientos inducidos térmicamente en las conexiones, la respuesta

de sistemas de piso y modos de falla inducidos térmicamente en toda la estructura (McAllister et al 2013). Los elementos estructurales pueden tener grandes deflexiones que son un orden de magnitud mayor que los límites de deflexión normalmente previstos para las estructuras (McAllister et al. 2012). Grandes deflexiones pueden inducir fuerzas en conjuntos estructurales adyacentes (p. ej., miembros y conexiones).

**Expansión y Restricción Térmica.** Los sistemas de piso pueden experimentar restricciones térmicas durante el calentamiento de las columnas y elementos de piso adyacentes más fríos; las bahías interiores normalmente experimentan más restricción térmica que las bahías exteriores. Las columnas, por otro lado, normalmente no experimentan una restricción térmica significativa de los sistemas de piso. Sin embargo, si hay un arrastre lateral en su lugar, puede imponer cierta restricción térmica en la sección de la columna arrastrada, según la geometría del armazón y las temperaturas de los miembros, si los miembros del arrastre están a una temperatura significativamente más baja.

Un gradiente de temperatura a través de la profundidad o el espesor de un elemento estructural provoca una expansión térmica diferencial entre las superficies externas más calientes y más frías. La expansión diferencial da como resultado una curvatura para miembros simplemente apoyados. Para miembros con restricción total o parcial en los extremos rotacionales, un gradiente de temperatura resulta en un gradiente de deformación a través de la profundidad del miembro debido a la restricción térmica.

El efecto de la expansión y contracción térmica debe ser cuidadosamente considerado. La expansión y contracción térmica de los materiales de construcción pueden generar fuerzas suficientes para causar la fluencia o la fractura, según la temperatura alcanzada y el grado de restricción proporcionado por el sistema estructural circundante a las acciones inducidas térmicamente (Gillie et al. 2002). De hecho, la restricción térmica puede dominar el comportamiento de los sistemas de estructura, particularmente los sistemas de piso, con la degradación de la rigidez y la resistencia como un factor secundario (Bailey et al. 1999). Los elementos expuestos al fuego que han experimentado deformaciones plásticas causadas por el debilitamiento y la restricción térmica pueden experimentar deformación por tracción a medida que la estructura se enfria y pueden inducir fuerzas en los conjuntos estructurales adyacentes (p. ej., conexiones), según el nivel de restricción térmica.

columnas. Los efectos del fuego en las columnas de acero incluyen la pérdida de resistencia y rigidez, expansión térmica y efectos P-delta bajo gradientes térmicos, que pueden afectar la resistencia al pandeo global y local de la columna. Los procedimientos de diseño para los efectos del fuego en elementos de acero comprimido se proporcionan en el Apéndice 4 de AISC (2010). Las ecuaciones se basan en análisis realizados por Takagi y Deierlein (2007). Garlock y Quiel (2008) analizan los efectos de los gradientes térmicos en la capacidad de momento axial de las secciones de acero de ala ancha. Los análisis de Seif y McAllister (2013) indican cuándo las temperaturas elevadas pueden dar lugar a modos de pandeo locales y globales de las secciones de acero de ala ancha.

Los efectos del fuego en las columnas de hormigón incluyen la pérdida de resistencia y rigidez tanto en el hormigón como en el refuerzo. Las principales causas del daño por fuego al hormigón son el deterioro de las propiedades mecánicas de la pasta de cemento y los agregados, el agrietamiento y el desconchado (Khoury 2001). El desconchado ocurre tanto en el concreto de peso normal como en el concreto de alta resistencia (Hertz 2003). La cubierta de hormigón sirve como aislamiento para el refuerzo, por lo que el agrietamiento o desprendimiento del hormigón permite el calentamiento directo del refuerzo. Lie e Irwin (1993) proporcionan modelos basados en datos experimentales para predecir el comportamiento de columnas de hormigón armado con secciones rectangulares, basándose en las deformaciones axiales y la temperatura a través de la sección de hormigón. Kodur y McGrath (2003) presentan resultados experimentales para columnas de hormigón de alta resistencia que incluyen los efectos de los materiales de hormigón, la carga y el espaciamiento de los lazos. Kodur y Phan (2007) describen los factores que influyen en el desconchado en elementos de hormigón de alta resistencia.

Sistemas de piso. Un estudio de vigas de acero y sistemas de pisos compuestos expuestos a una variedad de escenarios de calentamiento ([Moss et al. 2004](#)) encontró que el comportamiento del sistema a temperaturas elevadas provocó cambios interrelacionados en la forma desviada, la fuerza axial, los momentos de flexión y las tensiones internas que variaron con el tipo de condición de soporte y restricción térmica.

Los sistemas de piso compuesto probados en Cardington ([British Steel 1999](#)) y para los programas FRACOF ([Zanon et al. 2011](#)) y COSSFIRE ([Zhao y Roosefid 2011](#)) encontraron que los pisos compuestos con vigas de menos de 30 pies (9 m) de largo no experimentaron fallas durante la fase de calentamiento, pero se produjeron fallas de conexión durante la fase de enfriamiento si ocurría una deformación significativa en las vigas del piso durante el calentamiento. Wang et al. ([2011](#)) encontraron que los tipos de conexión y la restricción axial de las vigas del piso influyeron en la respuesta de los sistemas de piso, principalmente durante la fase de enfriamiento. En contraste, el análisis numérico WTC 7 de pisos compuestos predijo que las conexiones de vigas y pernos de corte fallaron durante la fase de calentamiento de los sistemas de pisos compuestos de tramos largos con vigas de piso de viga a viga de un lado de 50 a 56 pies (15 pies). - hasta 17 m) de longitud ([McAllister et al. 2012](#)). Esta predicción numérica no se verificó a través de la observación o las pruebas físicas de incendios debido al gran tamaño de los vanos del piso y la incapacidad de escalar las respuestas estructurales al fuego. No se ha observado falla del perno de corte en ningún evento de incendio o en ninguna prueba de incendio estructural. La falta de observaciones puede deberse a las limitaciones de las pruebas de incendio estructural a gran escala hasta la fecha. En las pruebas de incendio estructural, la longitud de la viga del piso suele ser inferior a 20 a 30 pies (7 a 10 m), las columnas y las conexiones a menudo están protegidas del calor y/o la restricción sustancial de la viga de acero y la losa de hormigón evita la expansión térmica del compuesto. sección. Los modos de falla para muchas pruebas de incendio estructural con vigas de piso restringidas más cortas tienden a ocurrir durante la fase de enfriamiento en la conexión de la viga a la columna ([Bisby et al. 2013](#)). Bailey et al. ([1999](#)) y Elghazouli e Izzuddin ([2001](#)) evaluaron el rendimiento de los sistemas de suelo Cardington e identificaron los mecanismos de respuesta del sistema de suelo a los efectos de calefacción y refrigeración. Bailey ([2004](#)) presenta un enfoque de diseño basado en el desempeño que considera la acción de la membrana en el sistema de piso compuesto.

Los pisos de concreto reforzado, incluida la construcción colada en el lugar y prefabricada/pretenizada, generalmente se diseñan proporcionando un espesor de recubrimiento específico sobre el refuerzo. En general, hay poca orientación para el PBD de sistemas de piso de concreto para incendios de diseño estructural. Sin embargo, PCI ([2011](#)) brinda una guía de diseño para sistemas de piso de concreto prefabricado y pretensado.

Si bien debe evitarse el calentamiento del refuerzo, el calentamiento de los hilos pretensados en los sistemas de piso debe ser motivo de especial preocupación, ya que la pérdida de pretensado puede degradar significativamente el rendimiento del sistema de piso.

Conexiones de piso. El desempeño de las conexiones debe ser considerado en el análisis estructural de los efectos del fuego, particularmente las conexiones en los sistemas de piso. Por ejemplo, las conexiones de acero a cortante pueden experimentar cortante de pernos, pandeo local o desprendimiento de las placas de conexión, o pandeo local del ala de la viga cerca de la conexión. Los estudios paramétricos de conexiones de corte de placa simple (aleta) ([Yu et al. 2009; Selamet y Garlock 2010; Hu y Engelhardt 2011](#)) y conexiones de doble ángulo ([Pakala et al. 2012](#)) identificaron dimensiones críticas e interacciones de componentes que controlan el comportamiento de la conexión en temperaturas elevadas. Huang et al. ([1999](#)) evaluaron el papel de las conexiones de espárragos de cortante comparando modelos con diferentes niveles de acción compuesta contra datos de prueba de las pruebas de fuego de Cardington de vigas compuestas.

El calentamiento del concreto y el refuerzo en estructuras de concreto (vaciado en el lugar o prefabricado) puede resultar en desconchado del concreto que

acerela el calentamiento del refuerzo y la pérdida de resistencia en el refuerzo.

Modos de fallo. Los modos de falla inducidos por fuego incluyen grandes deflexiones, pandeo de miembros (local, global o torsional lateral), fallas de conexión (apoyo, desprendimiento de pernos, corte de pernos o falla de soldadura), fallas de refuerzo y anclaje, y pérdida de sección (astillamiento del concreto), agrietamiento, trituración o secciones de madera carbonizada).

A medida que las temperaturas aumentan lo suficiente como para reducir la resistencia y la rigidez de la sección transversal, pueden ocurrir modos de fluencia o pandeo en niveles de carga arbitrarios en un punto en el tiempo (servicio). Si tal debilitamiento ocurre en miembros con gradientes de temperatura, el gradiente resultante en la rigidez y resistencia del miembro puede alterar la carga axial combinada y la resistencia a momento del miembro.

([Garlock y Quiel 2008](#)). El gradiente de resistencia y rigidez también puede causar que el centroide del miembro (es decir, el centro de resistencia y rigidez) se desplace hacia el lado más frío (es decir, más fuerte) de la sección transversal. Este cambio centroidal induce momentos en elementos cargados axialmente.

**CE.6.1 Historial de Temperatura para Miembros Estructurales y Conexiones.** Los historiales de temperatura de los miembros estructurales y las conexiones dependen de la respuesta térmica para los incendios de diseño estructural. Los historiales de temperatura pueden incluir gradientes térmicos a lo largo de una sección o a lo largo de la longitud de un miembro.

Los análisis térmicos de elementos finitos suelen utilizar modelos 2D o 3D con una malla fina de elementos sólidos (tamaño de elemento del orden de pulgadas (centímetros)), mientras que los análisis estructurales suelen utilizar una malla más gruesa de elementos de vaciado y/o viga (tamaños de elemento del orden de pulgadas). orden de pies (metros)). Se debe considerar detenidamente el equilibrio entre las características óptimas del modelo para cada análisis y el mapeo de temperaturas entre dos conjuntos de datos nodales. Por ejemplo, un modelo de transferencia de calor simplista, como el método de masa concentrada, proporciona temperaturas uniformes; las temperaturas uniformes pueden ser inapropiadas para un sistema estructural que probablemente experimente gradientes de temperatura significativos. Puede haber situaciones en las que sea apropiado utilizar la misma discretización de malla en los modelos térmico y estructural, de modo que la transferencia de datos de temperatura nodal sea perfecta.

En la mayoría de los casos, los resultados de los modelos de transferencia de calor se asignan a un número significativamente menor de nodos de elementos de vigas y láminas en los modelos estructurales. La tasa promedio de cambios de temperatura en miembros estructurales y conexiones generalmente ocurre en el orden de minutos, y los conjuntos de datos de temperatura para el sistema estructural se pueden ingresar a intervalos establecidos para reflejar el progreso del calentamiento y enfriamiento. Las temperaturas pueden interpolarse linealmente entre los conjuntos de datos durante el análisis estructural.

**CE.6.2 Propiedades dependientes de la temperatura.** A temperaturas elevadas, la resistencia y la rigidez del material o materiales que componen un conjunto estructural cambian. Las fuentes de degradación de la resistencia y la rigidez del acero (incluido el acero pretensado), el hormigón, la mampostería y la madera se enumeran aquí:

- Instituto Americano del Concreto. (ACI). ([2007](#)). Requisitos del Código para Determinar la Resistencia al Fuego de Ensamblajes de Construcción de Concreto y Mampostería, ACI/TMS. • ACI. ([2001](#)). Guía para Determinar la Resistencia al Fuego de Elementos de Concreto (Reaprobada 2001), 216R-89.
- Instituto Americano de Construcción en Acero. (AISC). ([2010](#)).

Especificación para edificios de acero estructural, 14.<sup>a</sup> edición, Apéndice A4, "Diseño estructural para condiciones de incendio". • Consejo Americano de la Madera. (AWC). ([2015](#)). Especificación Nacional de Diseño (NDS) para la Construcción en Madera, ANSI/AWC.

- CAA. (2003). Cálculo de la resistencia al fuego de expuestos miembros de madera, TR10.
- ASTM Internacional. (2006). Importancia de las pruebas y propiedades del hormigón y los materiales para la fabricación de hormigón, ASTM STP 169D.
- Comité Europeo de Normalización. (2005). Eurocódigo 3: Diseño de Estructuras de Acero. Parte 1-2: Reglas generales: diseño estructural contra incendios, EN 1993-1-2. • Comité Europeo de Normalización. (2004a). Eurocódigo 2: Diseño de Estructuras de Hormigón. Parte 1-2: Reglas generales: diseño estructural contra incendios, EN 1992-1-2. • Instituto Nacional de Normas y Tecnología. (NIST). (2010). Directrices de mejores prácticas para el diseño estructural resistente al fuego de edificios de acero y hormigón. • Instituto de Prefabricados de Hormigón/Pretensoado. (PCI). (2011). Diseño para resistencia al fuego de hormigón prefabricado pretensoado, Tercera Ed., MNL-124-11.

El Eurocódigo define curvas separadas para las propiedades del material a temperaturas elevadas para el límite proporcional y el límite elástico. Sin embargo, el límite elástico a temperaturas elevadas a menudo se define en una deformación de 0,02 en el Eurocódigo. Para temperaturas ambiente, el límite elástico se define en una deformación de compensación de 0,002 (también se permiten otros métodos como se define en ASTM A6/A6M (2010a), y el límite proporcional no está definido por un método de prueba ASTM. Sin embargo, los valores para el límite proporcional se dan en AISC (2010) Apéndice 4 en términos de la relación con el límite elástico El analista debe tener cuidado de notar estas distinciones en los modelos de materiales.

Siempre que sea posible, las propiedades del material que dependen de la temperatura deben obtenerse de estándares de consenso. Alternativa las fuentes de datos, como los estudios de investigación y las pruebas independientes, pueden proporcionar datos útiles. Sin embargo, se debe evitar confiar en una sola prueba o fuente de datos. Como mínimo, se deben recopilar y utilizar datos de prueba de varias fuentes para desarrollar un conjunto representativo de propiedades de materiales dependientes de la temperatura.

**CE.6.3 Combinaciones de carga.** Para eventos extraordinarios, como incendios estructuralmente significativos, se utilizan las combinaciones de carga 2.5-1 y 2.5-2 para evaluar el desempeño del sistema estructural. Esta combinación de cargas fue desarrollada para eventos extraordinarios que pueden conducir a estados límite últimos tales como deformación inelástica brusca o colapso parcial.

La combinación de carga 2.5-1 se usa para realizar una verificación de seguridad en una estructura diseñada para las combinaciones de carga básicas en condiciones de temperatura ambiente y para evaluar el efecto de temperaturas elevadas. La fuerza en los elementos estructurales causada por los efectos del fuego,  $A_k$ , tiene un factor de carga de 1,0 (Ellington y Corotis 1991; Ellington 2005). El factor de carga viva de 0,5 está destinado a ocupaciones típicas y cargas vivas arbitrarias en un punto en el tiempo que probablemente existan durante un incendio significativo. El factor de carga viva de 0,5 también se usa en otras combinaciones de carga en la Sección 2.3 cuando

la carga es una carga acompañante y no la carga principal. Tenga en cuenta que la carga viva en esta combinación de carga difiere del enfoque utilizado en los métodos de prueba de fuego estándar, donde el ensamblaje se carga hasta su límite de diseño para la tensión del elemento durante la exposición al fuego estándar, que representa la aplicación de la carga muerta y viva total.

Mientras que las cargas de gravedad para la estructura permanecen constantes durante la mayoría de los incendios (suponiendo que la mayor parte del contenido del edificio no se está quemando), los históricos de temperatura dependientes del tiempo pueden dar como resultado que la resistencia de los miembros varíe con el tiempo y las fuerzas inducidas térmicamente, dependiendo de las temperaturas alcanzadas por los miembros estructurales. .

## REFERENCIAS

- Instituto Americano del Concreto. (ACI). (2001). "Guía para la determinación de la resistencia al fuego de los elementos de hormigón". (Reaprobado en 2001), ACI 216R-89, ACI, Farmington Hills, MI.
- ACI. (2007). "Requisitos del código para determinar la resistencia al fuego de conjuntos de construcción de concreto y mampostería". ACI 216.1-07/TMS-216-07, ACI, Farmington Hills, MI.
- Instituto Americano de Construcción en Acero. (AISC). (2010). Especificación para edificios de acero estructural, 14.<sup>a</sup> edición, Apéndice A4, "Diseño estructural para condiciones de incendio", Chicago, IL.
- ASCE. (2007). "Métodos de cálculo estándar para la protección estructural contra incendios". ASCE/SFPE 29, ASCE, Reston, VA.
- Consejo Americano de la Madera. (AWC). (2015). "Especificación de diseño nacional para la construcción en madera". Manual ASD/LRFD, AWC, Leesburg, VA.
- AWC. (2003). "Cálculo de la resistencia al fuego de elementos de madera expuestos". TR10-2003, AWC, Leesburg, VA.
- ASTM Internacional. (2006). "Importancia de las pruebas y propiedades del hormigón y los materiales para la fabricación de hormigón". ASTM STP 169D, West Conshohocken, PA (consulte el Capítulo 27, "Resistencia al fuego y alta temperatura", por Stephen S. Szoke).
- ASTM. (2010a). "Especificación estándar para requisitos generales para barras, placas, formas y tablestacas de acero estructural laminado". ASTM A6/A6M, West Conshohocken, Pensilvania.
- ASTM. (2010b). "Métodos de prueba estándar para determinar los efectos de grandes incendios de charcos de hidrocarburos en miembros y ensamblajes estructurales". ASTM E1529-10, West Conshohocken, Pensilvania, doi: [10.1520/E1529-10](https://doi.org/10.1520/E1529-10), www.astm.org.
- ASTM. (2012). "Métodos de prueba estándar para pruebas de fuego de materiales y construcción de edificios". ASTM E119-12a, West Conshohocken, Pensilvania, doi: [10.1520/E0119-12A](https://doi.org/10.1520/E0119-12A), www.astm.org.
- Bailey, CG (2004). "Acción de membrana de los sistemas de piso compuesto de losa/viga en el fuego". Ing. Estructura. 26(12), 1691–1703.
- Bailey, CG, Lennon, T., Moore, DB (1999). "El comportamiento de los edificios con estructura de acero a gran escala sometidos a incendios de compartimentos". Estructura. Ing. 77(8), 1182–1192.
- Bisby, L., Gales, J. y Maluk, C. (2013). "Una revisión contemporánea de las pruebas de fuego estructural no estándar a gran escala". ciencia del fuego Rev. 2(1), doi: [10.1186/2193-0414-2-1](https://doi.org/10.1186/2193-0414-2-1).
- Institución de estándares británicos. (BSI). (1987). "Pruebas de fuego en materiales y estructuras de construcción. Método para la determinación de la resistencia al fuego de elementos de construcción (principios generales)." BS 476-20, Londres.
- acero británico. (1999). El comportamiento de los edificios con estructura de acero de varios pisos en el fuego. British Steel PLC, South Yorkshire, Reino Unido.
- Buchanan, AH (2002). Diseño estructural para seguridad contra incendios, John Wiley & Sons, Nueva York.
- Elghazouli, AY e Izzuddin, BA (2001). "Evaluación analítica del comportamiento estructural de forjados mixtos sujetos a incendios compartimentados". Seguridad contra incendios J., 36(8), 769–793.
- Ellingtonwood, BR (2005). "Requisitos de combinación de carga para el diseño estructural resistente al fuego". J. Protección contra incendios. Ing. 15(2), 43–61.
- Ellingtonwood, BR y Corotis, RB (1991). "Combinaciones de carga para edificios expuestos a incendios". Ing. J., ASIC, 28(1), 37–44.
- Comité Europeo de Normalización (CEN). (2003). "Eurocódigo 6: Diseño de estructuras de mampostería. Parte 1-2: Reglas generales—Diseño estructural contra incendios". EN 1996-1-2, Bruselas, Bélgica.
- CEN. (2004a). "Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-2: Reglas generales—Diseño estructural contra incendios". EN 1992-1-2, Bruselas, Bélgica.
- CEN. (2004b). "Eurocódigo 5: Diseño de estructuras de madera. Parte 1-2: Generalidades—Diseño estructural contra incendios". EN 1995-1-1, Bruselas, Bélgica.
- CEN. (2005). "Eurocódigo 3: Diseño de estructuras de acero. Parte 1-2: Reglas generales—Diseño estructural contra incendios". EN 1993-1-2, Bruselas, Bélgica.
- Laboratorio de Productos Forestales. (FPL). (2010). Manual de madera: La madera como material de ingeniería, Informe técnico de FPLG FPL-GTR-190, Servicio forestal del USDA, Madison, WI.
- Garlock, MEM y Quiel, SE (2008). "Curvas de interacción de momento y carga axial plástica para secciones de acero expuestas al fuego con gradientes térmicos". J. Estructura. Ing., 134(6) 874.
- Gillie, M., Usmani, AS y Rotter, JM (2002). "Un análisis estructural de la prueba de esquina de acero británico de Cardington". J. Constr. Acero Res. 58(4), 427–442.
- Pasillo, J. (2013). El costo total de los incendios en los Estados Unidos, National Fire Asociación de Protección, Quincy, MA.
- Hertz, KD (2003). "Límites de desconchado del hormigón expuesto al fuego". Seguridad contra incendios J., 38(2), 103–116.

- Hu, G. y Engelhardt, MD (2011). "Investigaciones sobre el comportamiento de las conexiones de la estructura de los extremos de las vigas de una sola placa de acero en el fuego". *J. Estructura. Ing. Bomberos* 2(3), 195–204.
- Huang, Z., Burgess, IW y Plank, RJ (1999). "La influencia de las conexiones de corte en el comportamiento de los edificios con estructura de acero compuesta en el fuego". *J. Construir. Res. de acero*, 51(3), 219–237.
- Organización Internacional de Normalización (ISO). (1999). "Ensayos de resistencia al fuego – Elementos de construcción de edificios. Parte 1: Requisitos generales." ISO 834-1:1999, ISO, Ginebra, Suiza.
- Khoury, GA (2001). "Efecto del fuego sobre hormigón y estructuras de hormigón". *prog. Estructura. Ing. Mate.* 2(4), 429–447.
- Kodur, V. y Harmathy, T. (2008). "Propiedades de los materiales de construcción". SFPE manual de ingeniería de protección contra incendios. PJ DiNenno, ed., Asociación Nacional de Protección contra Incendios, Quincy, MA.
- Kodur, V. y McGrath, R. (2003). "Resistencia al fuego de columnas de hormigón de alta resistencia". *Fire Tech.*, 39, 73–87.
- Kodur, VKR y Phan, L. (2007). "Factores críticos que gobiernan el comportamiento al fuego de los sistemas de hormigón de alta resistencia". *Seguridad contra incendios J.*, 42, 482–488.
- Lie, TT e Irwin, RJ (1993). "Método para calcular la resistencia al fuego de columnas de hormigón armado de sección transversal rectangular". *Estructura ACI. J.*, 90(1), 52–60.
- McAllister, TP, Gross, JL, Sadek, F., Kirkpatrick, S., MacNeill, RA, Zarghamee, M., et al. (2013). "Respuesta estructural de los edificios 1, 2 y 7 del World Trade Center al impacto y daño por incendio". *Fire Tech.*, 49(3), 709–739.
- McAllister, TP, MacNeill, R., Erbay, OO, Sarawit, AT, Zarghamee, M. S., Kirkpatrick, S., et al. (2012). "Análisis de la respuesta estructural del WTC 7 al fuego y fallas secuenciales que conducen al colapso". *J. Estructura. Eng.*, 138(1), 109–117.
- Moss, JM, Buchanan, AH, Septro, J., Wastney, C. y Welsh, R. (2004). "Efecto de las condiciones de apoyo en el comportamiento al fuego de vigas de acero y mixtas". *Materia de fuego*, 28, 159–175.
- Asociación Nacional de Protección contra el Fuego. (NFPA). (2012a). "Práctica recomendada para la protección de edificios contra la exposición al fuego exterior". NFPA 80A, Quincy, MA.
- NFPA. (2012b) NFPA 557: Norma para la determinación de las cargas de fuego para su uso en el diseño estructural de protección contra incendios, NFPA, Quincy, MA.
- Instituto Nacional de Normas y Tecnología. (NIST). (2010). "Directrices de mejores prácticas para el diseño estructural resistente al fuego de edificios de acero y hormigón". tecnología Nota 1681, Gaithersburg, MD.
- Pakala, P., Kodur, V. y Dwaikat, M. (2012). "Factores críticos que influyen en el comportamiento frente al fuego de las conexiones atornilladas de doble ángulo". *Ing. Estructura*. 42, 106–114.
- Instituto de Prefabricados/Pretensados de Hormigón. (PCI). (2011). "Diseño para la resistencia al fuego de hormigón prefabricado/pretensado", 3.<sup>a</sup> edición, MNL-124-11, Chicago.
- Seif, MS y McAllister, TP (2013). "Estabilidad de columnas de acero estructural de ala ancha a temperaturas elevadas". *J. Construir. Acero Res.* 84(5), 17–26.
- Selamet, S. y Garlock, ME (2010). "Diseño resistente al fuego de conexiones de corte de placa única". *Ing. Estructura*. 32, 2367–2378.
- Sociedad de Ingenieros de Protección contra Incendios. (SFPE). (2011a). "Directrices de ingeniería para corroborar un modelo de incendio para una aplicación determinada". SFPE G.06. SFPE, Gaithersburg, MD.
- SFPE. (2011b). "Norma de ingeniería sobre el cálculo de la exposición al fuego a estructuras." SFPE S.01, SFPE, Gaithersburg, MD.
- SFPE. (2013). Guía de ingeniería: Seguridad contra incendios para edificios de gran altura, SFPE, Gaithersburg, MD.
- SFPE. (2014). SFPE S.02: Norma de ingeniería sobre el desarrollo y uso de metodologías para predecir el rendimiento térmico de ensambajes resistentes al fuego y estructurales, SFPE, Gaithersburg, MD.
- Takagi, J. y Deierlein, GG (2007). "Criterios de diseño de resistencia para elementos de acero a temperaturas elevadas". *J. Construir. Res. de acero*, 63, 1036–1050.
- Underwriters Laboratories. (UL). (2011a). "Norma para pruebas de fuego de ascenso rápido de materiales de protección para acero estructural". ANSI/UL 1709, Northbrook, IL.
- UL. (2011b). "Estándar UL para la seguridad de las pruebas de fuego de materiales y construcción de edificios". ANSI/UL 263, Northbrook, IL.
- UL. (2013). Directorio de resistencia al fuego de UL, Northbrook, IL.
- Underwriters Laboratories de Canadá. (ULC). (2007). "Métodos estándar de pruebas de resistencia al fuego de materiales y construcción de edificios". CAN/ULC-S101, Ottawa.
- Wang, YC, Dai, XH y Bailey, CG (2011). "Un estudio experimental del comportamiento estructural relativo al fuego y la robustez de diferentes tipos de juntas de acero en marcos de acero restringidos". *J. Construir. Acero Res.* 67, 1149–1163.
- Yu, H., Burgess, IW, Davison, JB y Plank, RJ (2009). "Investigación experimental del comportamiento de las conexiones de placa de aleta en el fuego". *J. Construir.* Acero Res. 65(3), 723–736.
- Zanon, R., Sommavilla, M., Vassart, O., Zhao, B. y Franssen, JM (2011). "FRACOF: Evaluación de la resistencia al fuego de forjados mixtos de acero y hormigón parcialmente protegidos". XXIII Giornate italiane della costruzione in acciaio. Lacco Ameno, Ischia, Italia, 527–536.
- Zhao, B. y Roosefid, M. (2011). "Investigaciones experimentales y numéricas de pisos de acero y concreto sujetos a condiciones de fuego ISO". *J. Estructura. Bomberos*, 2(4), 301–310.

## ÍNDICE

Las disposiciones aparecen en las páginas 1–402.

El comentario aparece en las páginas 405–822.

Los números de página seguidos de e, f o t indican ecuaciones, figuras o tablas.

pisos de acceso, requisitos de diseño sísmico, 127–128, 610 excentricidad de masa accidental, 175, 186, 570, 697–698 falla activa, definida, 77 adiciones, 5, 77. Ver también alteraciones resistencia estructural adecuada, uso del término, 410 aerodinámica sombra, acumulaciones de nieve y, 59–61, 59e, 62f, 63f, 497–498, 498f, 499f cargas de viento aerodinámicas, en edificios altos, 754 modelo aeroelástico (AM), prueba de túnel de viento, 793 revestimiento permeable al aire, cargas de viento , 333, 781–783, 782f estructuras sustentadas por aire, cargas de nieve, 54, 494 incertidumbre aleatoria, 35 definida, 466 Alfred P. Murrah Federal Building, 411 método de "todas las alturas". Ver edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos de todas las alturas diseño de tensión permisible (ASD) definido, 1 combinaciones de carga, 8–9, 420–421, 421 procedimientos t, 2, 405 requisito de uso, 417 criterios de diseño sísmico, 525

respuesta a lo largo del viento. Ver efectos de ráfagas, alteraciones de cargas de viento, 393 definidas, 77 estructuras de entretenimiento, 152 anclajes pisos de acceso, 603–605 en concreto, 637 detención de caídas y línea de vida, cargas y, 16, 436 en mampostería, 143, 144, 150 estructuras no edificables, 150 , 155, 155t, 637 componentes no estructurales, 125, 603–605, 605f paredes estructurales, 4, 108–109, 108e tanques y recipientes, 644, 644f apéndice, definido, 77 aprobación, definido, 77 aprobado, definido, 21, 245 frecuencia fundamental aproximada, 751–753, 752e, 752f, 753e período fundamental aproximado, 102, 102e, 561–562, 561f techos arqueados, cargas de viento procedimiento direccional MWFRS, 278f componentes arquitectónicos, requisitos de diseño sísmico,

125–128, 126e, 126t, 127t, 128e, 146, 605–611, 608–609t, 611f

Base de datos geográfica de diseño de tsunamis de ASCE, 25, 26f, 32, 33f, 456, 465, 465f engelamiento atmosférico, 69–76, 517–523 definiciones, 69, 518–519 procedimiento de diseño, 71 temperaturas de diseño para lluvia helada, 70f, 71, 72–73f, 522 cargas de hielo causadas por lluvia helada, 70–71, 70e, 70f, 71e, 72–73f, 74f, 75f, 76f, 519–521, 520f, 521t carga parcial, 76, 522 estudios específicos del sitio, 69 viento en estructuras cubiertas de hielo, 71, 72–73f, 74f, 75f, 76, 521–522

dosel adjunto, definido, 245 en edificios, 380 archivos adjuntos, definidos, 78, 526–527, 527f áticos (inhabitables), cargas vivas, 18

balcones y cubiertas, cargas vivas, 433–434 techos de bóveda de cañón, cargas de nieve, 54, 59, 495, 497 base definida, 78 criterios de diseño sísmico, 527–529, 527f, 528f, 529f

inundación base, definida, 21 elevación de inundación base (BFE), definida, 21 nivel base, definido, 167 cortante base, definido, 78 promedio de losa base definido, 197 interacción suelo-estructura, 201, 201e, 707, 707f velocidad básica del viento, definido, 245

Perfil batimétrico, definido, 25 criterios de diseño estructural alternativo de muros de carga, 114–119, 114f, 115t, 116e, 118e, 119e definido, 81

calderas y recipientes a presión, requisitos de diseño sísmico, 133, 159–160, 616 elementos de contorno, definidos, 78 marco arriostrado, definido, 79 muro de desprendimiento definido, 21 cargas de inundación, 21, 440 edificio, definido, 1, 78 accesorios del edificio y techo estructuras y equipos cargas de viento, componentes y revestimientos, 375–382, 375e, 379f,

379t, 380e, 380f, 380t, 381f, 382t véase

también cargas de viento en accesorios de edificios y otras estructuras, MWFRS (procedimiento direccional) productos envolventes de edificios, clasificaciones C&C para, 740 sistema de estructura de edificios, definido, 79 estructura de edificios. Ver requisitos de diseño sísmico, construcción

estructura

tipos de edificios, definido cerrado, 245, 732 envolvente, 246 flexible, 246, 732 de poca altura, 245 abierto, 245, 732 parcialmente cerrado, 245, 732 parcialmente abierto, 246, 732 de forma regular, 246, 732 rígido, 246, 732 diafragma simple, 246 torsión regular bajo carga de viento, 246

requisitos

de detalle y diseño sísmico específicos del material de los cables, 136, 620 viento sobre hielo, 521–522, 522t

- comba, 395, 811  
 sistema de columnas en voladizo, definido, 78  
 bastidores de almacenamiento en voladizo, requisitos de diseño sísmico, 638, 638f  
 techos, estándar de loseta acústica, 610  
 techos, requisitos de diseño sísmico, 127, 607, 608–609t, 610 disposiciones de cambio de uso, 393 socavación canalizada, definida, 86 terremoto característico, definido, 78 chimeneas y chimeneas, requisitos de diseño sísmico, 152, 640 contenedores circulares, cargas de viento
- componentes y revestimiento, 382, 382e, 382t, 383f, 384–385f, 385, 386f, 387f, 788–789, 789f  
 Procedimiento direccional MWFRS, 322, 326f, 327, 327e, 328f, 329f, 776, 776–777  
 sector circular, definido, 743  
 clasificación, de edificios y otras estructuras categorización de riesgo, 4–5, 4t, 5t, 412–414, 413f sustancias tóxicas, altamente tóxicas y explosivas, 5, 414–415 datos climáticos, estimación de velocidades básicas del viento a partir de regiones, 249, 740–741  
 relación de cierre (área protegida inundada), definida, 25 Zona costera A, definida, 21, 439–440 Área costera de alto peligro (zona V), definida, 21, 439–440 Construcción de estructura ligera de acero conformado en frío, diseño sísmico y requisitos de detalle, 135–136, 619–620 colapso, de edificios, 410–411 prevención de colapso nivel de desempeño estructural, definido, 25 colector (puntal de arrastre, tirante, puntal de diafragma), definido, 78 componente factor de importancia, 121, 595 componente período, 124–125, 124e, 602–603 componentes y accesorios definido, 69, 78, 526–527, 527f ver también accesorios de construcción y estructuras de techo y componentes y revestimientos de equipos (C&C), 731, 740 definidos, 246, 732 véase también cargas de viento, componentes y revestimientos de estructuras compuestas de acero y hormigón, diseño sísmico y requisitos detallados, 142, 627–628 cargas vivas concentradas, 13, 435 arriostradas concéntricamente marco (CBF), definido, 79 concreto anclajes en, 150 chimeneas y chimeneas, 152, 640 definiciones, 78 hormigón, diseño sísmico y requisitos de detalle estructuras mixtas de acero y hormigón, 142, 627–628 diafragmas, 139–142, 141f, 142f, 622–627, 622f, 623f, 624f, 625f, 626f, 627f cimientos, 136, 621 pilotes, 137–139, 137e, 138–139e, 621–622 muros estructurales prefabricados, 136, 621 muros de corte, 136–137, 621 conductos y sistemas de distribución de cables, requisitos de diseño sísmico, 131 conexión, definido, 136 conector, definido, 136, 621 documentos de construcción, definido, 78 sistemas de contención (secundarios), requisitos de diseño sísmico, 153, 640–641 sistemas de vigas continuas, cargas de nieve, 54, 57 drenaje controlado, definido, 65 factor de pendiente de techo fresco, cargas de nieve y, 54, 59f acciones estructurales contrarrestantes, requisitos básicos, 3
- vigas de acoplamiento, 143–144 definido, 78 cargas de grúa, 17–18, 437 acción crítica, definido, 78 equipo crítico/ sistemas críticos, definido, 25 instalación crítica, definido, 25 techos curvos, cargas de nieve y, 54, 58–59, 60f, 495, 497
- dispositivo de amortiguamiento, definido, 181 sistema de amortiguamiento, definido, 181 sistemas de amortiguamiento, requisitos de diseño sísmico procedimientos alternativos y criterios de aceptación, 189–196, 189e, 190e, 191e, 191t, 192e, 193e, 194e, 195e, 195t, 196e, 699–701, 699f, 700e, 700f, 700t sistemas de amortiguación distinguibles de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas, 693, revisión de diseño 694f, 187, 698 requisitos generales de diseño, 183–185, 183e, 185e, 693–697, 696f historial de respuesta no lineal, 186–187, 697–698, pruebas de 697 t, 187–189, 698–699 diseño asistido por base de datos, procedimiento de túnel de viento, 794 cargas muertas, 11–12, 425, 426–427 t tonelaje de peso muerto (DWT), definido, 25 cargas de impacto de escombros. Ver cargas de impacto deformabilidad, elementos definidos, 78 deformación, tipos definidos, 78 acciones controladas por deformación definidas, 78 criterios de aceptación global, 166, 166t, 670–671, 670t terremoto de diseño, tipos definidos, 78 terremoto de diseño movimiento del suelo, definido, 78 inundación de diseño, definida, 21 elevación de inundación de diseño (DFE), definida, 21 fuerza de diseño, definida, 246 presión de diseño, definida, 246 diseño profesional, definida, 80 resistencia de diseño, definida, 1, 27, 80 parámetros de tsunami de diseño, definidos, 27 velocidades de viento de diseño, ASCE 7-93 a 7-10, 740t sistemas sísmicos designados se requiere certificación, 597–598 definido, 78 requisitos de diseño, 122 muro estructural de concreto simple detallado, definido, 136 análisis determinista de riesgo sísmico (DSHA), 711, 713, 723 límite del diafragma, definido, 78 acorde del diafragma, definido, 78 flexibilidad del diafragma, requisitos de diseño sísmico, 95t, 96–98, 96e, 96f, 97t, 98f, 98t edificios con diafragmas exentos de casos de carga de viento torsional, 397–399, 398f, 399f concreto, diseño sísmico y requisitos detallados, 139–142, 141f, 142f, 622–627, 622f, 623f, 624f, 625f, 626f, 627f definidos, 246, 732 acero, diseño sísmico y requisitos detallados, 136, 620 tipos, definidos, 78 diafragmas, cuerdas y colectores, diseño sísmico, construcción estructuras, 90–92t, 95t, 106–108, 106e, 106f, 107e, 107f, 108t direccional procedimiento definido, 246 véase también cargas de viento en edificios, MWFRS direccional procedimiento; cargas de viento en accesorios de edificios y otras estructuras, procedimiento direccional MWFRS

sistema de restricción de desplazamiento, definido, 167  
 dispositivo de amortiguación dependiente del desplazamiento, definido, 181 desplazamientos, demandas sísmicas en componentes no estructurales, 124, 124e sistemas de distribución definidos, 78 criterios de diseño sísmico, 529–530 requisitos de diseño sísmico, 131–133, 614 techos abovedados cargas de nieve, 59, 497 cargas de viento, componentes y revestimiento, 350f cargas de viento, procedimiento direccional MWFRS, 277f, 767–768 sistemas de drenaje. Consulte deriva de cargas de lluvia, definida, 51 deriva y deformación, requisitos de diseño sísmico, 109–110,

109t

deriva en techos inferiores (sombra aerodinámica), nieve y, 59–61, 59e, 62f, 63f, 497–498, 498f, 499f  
 sistema estructural dual, definido, 79 sistemas de conductos, requisitos de diseño sísmico, 131–132, 614 acción gobernada por la ductilidad, definida, 27 durabilidad, consideraciones de servicio, 395, 803 análisis dinámico

estructuras aisladas, 175–176, 176e, 687–689, 688t componentes no estructurales, 123–124, 123e, 601–602, 602f véase también análisis dinámico lineal

## terremotos

terremoto característico, definido, 78 diseño, definido, 78 terremoto de diseño movimiento del suelo, definido, 78 combinaciones de carga para, 420–421 naturaleza de las “cargas”, 525 procedimientos basados en el desempeño, 407–408 categorización de riesgo de edificios, 5t

estructuras de retención de tierra, requisitos de diseño sísmico, 152, 640  
 altura del alero, definida, 246  
 estructura arriostada excéntricamente (EBF), definida, 79  
 amortiguamiento efectivo, definido, 167 rigidez efectiva, definida, 167 área de viento efectiva, definida, 246–247, 732–733.  
 Véase también cargas de viento, componentes y revestimientos de instalaciones generadoras de energía eléctrica, requisitos de diseño sísmico, 151, 639

sistemas eléctricos, requisitos de diseño sísmico, 121, 130 acciones de elementos, definidas, 78–79 cargas de impacto de ascensores y escaleras mecánicas, 16 requisitos de diseño sísmico, 133, 616 empotramiento, interacción suelo-estructura, 201–202, 201e, 707–708 edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos de todas las alturas,

Procedimiento direccional MWFRS, 273–274, 273t, 274e, 275–276f, 277f, 278f, 279f, 280f, 281f, 282f, 283f, 767–769, 768f

edificios bajos cerrados y parcialmente cerrados, MWFRS  
 procedimiento envolvente, 311, 311e, 311t, 312–314f, 771–773, 772f, 773f  
 edificio cerrado, definido, 245 edificios cerrados de diafragma simple con altura <160 pies, cargas de viento MWFRS procedimiento direccional, 273, 284–285, 284t, 285f, 286f, 288–290t, 291–310t, 769–770 edificios bajos cerrados de diafragma simple, MWFRS

procedimiento de envolvente, 315, 315e, 315t, 316–320f, 773–774 recinto, definido, 79

clasificación del gabinete, cargas de viento, 270–271, 754–756 incendio del gabinete, 818

Análisis de línea de grado de energía, tsunamis, 458–459, 459t, 461–462, 463f, 464f, 467, 469, 470–471

procedimiento envolvente definido, 247 véase

también cargas de viento en edificios,

procedimiento envolvente MWFRS incertidumbre epistémica, definida, 466 equipos y plataformas de equipos, cargas de nieve sobre, 64 soporte de equipos, definido, 79 lateral equivalente fuerza (ELF) procedimientos estructuras de construcción, 101–104, 101e, 102e, 102t, 103e, 103f, 104e, 560–567, 560f, 561f, 562f, 564f, 565e, 565f, 566e, 567e sistemas de amortiguación, 184 estructuras aisladas, 172–175, 173e, 174e, 682–687, 683f, 684f, 685t, 686f, 687f interacción suelo-estructura, 198, 198e erosión y socavación, cargas de inundación, 21, 440 escaleras mecánicas. Ver escarpes de ascensores y escaleras mecánicas

definidos, 247 efectos topográficos en la velocidad del viento, 266, 267f, 268, 268e

instalaciones esenciales, definidas, 1

evacuación, tsunamis y, 48–50, 50f, 447–449, 458, 468–469, 472, 483, 484 expansión y contracción, consideraciones de servicio, 395,

803

exposición, carga de viento requisitos generales, 266, 741–744, 741f, 742t, 743e, 744f, 745f, 746f, 747f, 748f factor de exposición, cargas de nieve, 52, 58t, 493–494 eventos extraordinarios

requisitos básicos, 4

combinaciones de carga para, 9, 421–423, 422e

Anclaje de detención de caídas y línea de vida, cargas vivas, 16, 436 sujetadores, accionados eléctricamente, 125, 605 archivadores, 433 fuego, definido, 401 efectos de fuego, procedimientos de diseño basados en el desempeño para definiciones, 401, 815–816 requisitos generales, 401 , 816 objetivos de rendimiento, 401–402, 816–817 diseño estructural contra incendios basado en el rendimiento, 815–816 análisis estructural de los efectos del fuego, 402, 819–821 análisis térmico de los efectos del fuego, 402, 817–819 exposición al fuego, definida, 401 resistente al fuego

requisitos básicos, 3, 410 definidas, 401 escaleras fijas definidas, 13 cargas vivas y, 16, 435

equipo de servicio fijo, peso de, 11, 425 cargas de nieve de techo plano, 51, 51e, 53e, 54, 58f, 493–495 definido, 51 ejemplos de establecimiento, 501–502, 501e, 502e edificio o estructura flexible, definido, 246 , 732 componente flexible, definido, 78 conexiones flexibles, definido, 79 diafragma flexible, definido, 246 diafragma controlado por flexión, 530 definido, 78 zona de peligro de inundación, definido, 21 mapa de peligro de inundación, definido, 21

- mapa de tasas de seguro contra inundaciones (FIRM), definido, 21 cargas de inundación, 21–23, 22e, 22t, 23e, 23f, 439–445, 441e, 442e, 442f, 442t, 443f, 443t, 444e definiciones, 21, 439–440 inundaciones combinaciones de carga para, 7, 8, 418, 421 procedimientos basados en el desempeño, 406 categorización de riesgo de edificios, 5t respuestas del piso, requisitos de diseño sísmico, 123–124, 124e, 601–602, 602f pisos y cimientos, peso de, 12, 431 acciones controladas por fuerza definidas, 78 criterios de aceptación global, 165, 165e, 165t, 667–670, 667e, 668f, 668t, 669f elementos controlados por fuerza, definidos, 181 acción sostenida por fuerza , definido, 27 capacidad geotécnica de cimientos, definido, 79 movimiento de entrada de cimientos, definido, 197 capacidad estructural de cimientos, definido, 79 cimientos estructuras de construcción, 110–114, 111t, 112t, 113t, 587f, 588f concreto, 136, 621 estructuras no edificables, 150 interacción suelo-estructura y efectos de amortiguamiento, 199–201, 199e, 200e, 200t, 201e, 705–706, 706f cargas y efectos de tsunami, marcos 46–49, 47e, 47f, 47t, 48f, 480–484, 481e, 481f, 482e, 482f, 483f criterios de diseño estructural alternativo, 114–119, 114f, 115t, 116e, 118e, 119e deriva de, consideraciones de servicio, 395, 802, 802e, 804–805f, 806–807f, 808–809f, 810–811f tipos, definido, 79 techo libre, definido, 247 francobordo, requisitos de diseño sísmico, 153, 153e, 641 campo libre, uso del término, 703 movimiento de campo libre, definido, 197 edificio congelador, definido, 51 lluvia helada definida, 69 , 518 temperaturas de diseño para, 70f, 71, 72–73f, 522 cargas de hielo causadas por, 70–71, 70e, 70f, 71e, 72–73f, 74f, 75f, 76f, 519–521, 520f, clips de fricción 521t, 125, 605, 605f definido, 79 Número de Froude, definido, 27 carga de combustible definida, 401 procedimientos basados en el desempeño para efectos de fuego, 402, 818 requisitos de funcionalidad, procedimientos basados en el desempeño, 409–410 techos a dos aguas/ a cuatro aguas definidos, 336f cargas de nieve, 57–58, 61f, 496–497 cargas de viento, componentes y revestimiento, 337f, 338f, 339f, 340f, 341f, 342f, 343f, 344f, 351–362f, 783t, 784t, Cargas de viento de 785 t, procedimiento direccional MWFRS, 275–276f cargas de garaje vehículos de pasajeros, 17, 18, 437 camiones y autobuses, 18 esferas de gas, diseño sísmico, 160–161, 648 peligros geológicos e investigación geotécnica, criterios de diseño sísmico, 86, 86e , 86t, 537–539, 537e vidrio, requisitos de diseño sísmico, 126, 127t, 128, 128e, 607, 610–611 vidriado, definido, 69 muro cortina vidriado, definido, 79 aberturas vidriadas, cargas de viento, 270–271 escaparate vidriado, definido, 79 definiciones de vidriado, 247, 755 daño por tornado y, 763 criterios de aceptación global, deformación de análisis de historial de respuesta no lineal -acciones controladas, 166, 166t, 670–671, 670t criterios de aceptación a nivel de elemento, 165, 667 elementos del sistema de resistencia a la fuerza de gravedad, 166, 671 acciones controladas por fuerza, 165, 165e, 165t, 667–670, 667e, 668f, 668t, 669f deriva de piso, 165, 666–667 respuesta inaceptable, 165, 664–666, 665f, 665t, 666t sistemas de barra de agarre definidos, 13 cargas vivas y, 16, 435 planos de pendiente, definidos, 27, 79 tanques de almacenamiento de material granular , requisitos de diseño sísmico, 158–159, 647–648, 647e, 647f, 648f área frontal bruta, definida, 743 movimientos del suelo, escala de amplitud de análisis de historial de respuesta no lineal, 164, 661–662, 661f aplicación al modelo estructural, 164, 662 modificación del movimiento del suelo, 164, 660–661 selección del movimiento del suelo, 164, 659–660 rango de período para escalar/coincidencia, 164, 661 coincidencia espectral, 164, 662 espectro de respuesta del objetivo, 163–164, 658–659, 658f cargas de nieve en el suelo , 51, 52–53f, 55t, 56t, 57t, 58t, 489, 490–491t, 491–493, 492t, 493t vallas o muros en voladizo apoyados en el suelo, requisitos de diseño sísmico, 641–642, 641f, 642f efectos de ráfagas, cargas de viento, 269–270, 269e, 269t, 270e, 750–754, 751e, 751t, 752e, 752f, 752t, 753e, 754e, 755t tensores y cables. Ver cables sistemas de pasamanos y barandas definidos, 13 cargas vivas y, 13, 16, 435 escenario de tsunami consistente con la amenaza, definido, 27 transferencia de calor definida, 401 análisis térmico de los efectos del fuego, 402, 818–819 calefacción, ventilación, aire acondicionado y refrigeración (HVACR) definida, 79 requisitos de diseño sísmico, 130 cargas de helipuerto definidas por helipuerto, 13 cargas vivas, 18, 437–438 elemento de alta deformabilidad, definido, 78 colinas definidas, 247 efectos topográficos en la velocidad del viento, 266, 267f, 268, 268e techos a cuatro aguas ya dos aguas. Véase definición de escarcha de techos a cuatro aguas/a dos aguas, 69 formación de, 518 montacargas, 16, 435–436 velocidades de viento huracanado, 735, 735e áreas propensas a huracanes

velocidades básicas del viento en estructuras hidráulicas seleccionadas, 736t, 737t, 738t, 739t definidas, 247, requisitos de diseño sísmico, 153, 640,

640f

cargas hidrodinámicas definidas, 27 durante

inundaciones, 22, 22e, 440–441, 441e cargas y efectos de tsunami, 42–44, 42e, 42t, 43e, 473–477,

473e, 474e, 475f, 476f, 477f cargas

hidrostáticas definidas, 27 durante

inundaciones, 21–22, 440 cargas y

efectos de tsunami, 41–42, 41e, 42e,

473 presión hidrostática, cargas del suelo, 12, 425, 430–431t,

431

acumulaciones de hielo y carámbanos, cargas de nieve, 54, 494, 495, 496f cargas de hielo combinaciones de carga para, 7, 8–9, 418–419,

421 categorización de riesgo de edificios, 5t véase también

formación de hielo atmosférico estructuras sensibles al hielo,

definidas, 69 , 518 nivel de rendimiento estructural de ocupación inmediata, definido, 27 cargas de impacto definidas, 27 inundaciones, 23, 441–444, 442e, 442f, 442t, 443f, 443t, 444e cargas vivas, 16, 435–436

tsunamis, 44–46, 44e , 44t, 45f, 46e, 46t, 477–480, 477t, 478t,

479e

sistema de protección contra impactos, 247,

755 vidriado resistente a impactos, 247, 755

factor de importancia definido, 1 criterios de

diseño sísmico, 85, 535, 535f cargas de

nieve y, 52, 493, 494–495 formación de hielo en las nubes, definido, 69, 518–519, 519f inspección,

definición especial, 79 inspector, definición especial, 79

coeficientes de presión interna, cargas de viento, 271,

271e, 271t, 756 profundidad de inundación, definición,

27 profundidad de inundación y velocidad de flujo, análisis de diseño de tsunamis, 30–31, 30e, 458–461, 459t, 460e, 460f según el período previo, 31–32, 31e, 31f,

32t, 461–462, 462e, 463f,

464f

basado en el análisis de riesgo probabilístico específico del sitio, 32–38,

32e, 33f, 34f, 35f, 35t, 37f, 38f, 462, 465–467, 465f, 467f elevación de inundación, definida, 27 límite de inundación, definida, 27 estructuras tipo péndulo invertido, definidas, 79 estructuras aisladas. Ver estructuras aisladas sísmicamente,

requisitos de diseño sísmico interfaz de aislamiento, definida, 167 sistema de aislamiento, definida, 167 unidad aisladora, definida, 167

conjunto, definido, 79

interacciones cinemáticas suelo-estructura, 201–202, 201e, 703, 704, 707–708,

707f definido, 197

escaleras, cargas fijas, vivas, 435

fuerzas laterales, requisitos básicos, 4

presiones laterales cargas de grúa, 18

cargas de suelo, 12,

431 ventisqueros de sotavento, 61, 497–498, 498f

salas de almacenamiento de biblioteca, cargas vivas, 18,

433, 438 nivel de rendimiento estructural de seguridad de vida, definido, 27 anclajes de línea de vida. Véase anclaje de detención de caídas y línea de vida muro de estructura ligera, definido, 81 muro de cortante de madera de estructura ligera, definido, 81 construcción de estructura ligera, definida, 79 deformación límite, definida, 78 estado límite, definido, 1 elemento de deformabilidad limitada, definido, 78 sistemas de amortiguamiento de análisis lineal, requisitos de diseño sísmico, 699–700,

700f

como condición previa para el análisis del historial de respuesta no lineal, 163, 657

análisis dinámico lineal diseño

sísmico, estructuras de edificios, 104–106, 105e, 567–571 interacción suelo-estructura, 198 requisitos de evaluación de licuefacción, criterios de diseño sísmico,

538–539

socavación de licuefacción, definida, 27

sitios licubles, requisitos de diseño sísmico, 150, 637 líquidos, tanques y recipientes para, 155–161, 155–156e, 156t,

157e, 157t, 160, 631f, 644–648, 647f, 648f, 649–652f, 653–654f cargas vivas, 13–19, 14–16t, 433–439 concentrado, 13, 16, 435 cargas de grúa, 17–18 , 437 definiciones, cargas de garaje de 14–16 t, 17, 18, 437

sistemas de pasamanos y barandas, 13, 16, 435 cargas de helipuerto, 18, 437–438 cargas de impacto, 16, 435–436 salas de almacenamiento de biblioteca, 18, 433, 438 carga viva definida, 13 reducción de carga en el techo, 17, 17e, 437 asientos para montaje, 18–19, 438 aceras, entradas de vehículos, patios sujetos a camiones, 19 paneles solares, 19, 438

escalones, 19 reducción de carga uniforme, 16– 17, 16e, 436–437, 436f cargas uniformemente distribuidas, 433–435, 434t áticos inhabitables, 18

cargas no especificadas, 13 "vidas en riesgo", 413 factor de carga y resistencia (LRFD), 417, 521, 587 combinaciones de carga, 7 –9, 417–423 para diseño de tensión admisible, 8–9, 420–421, 421t para eventos extraordinarios, 9, 421–423, 422e para diseño de resistencia, 7–8, 417–

420, 418t, 419e para cargas de integridad estructural , 9 efectos de carga, definidos, 1 factor de carga, definido, 1 conexiones de ruta de carga, básico requisitos, 4 pruebas de carga, generalmente, 5, 415 cargas, definido, 1

tsunami cosísmico local, definido, 27 socavación local, definido, 27 fuerzas longitudinales, cargas de grúa, 18 relación de refuerzo longitudinal, definido, 79 transición de período largo. Ver movimiento sísmico del suelo, transición

de período largo y mapas de coeficientes de riesgo flexión a largo plazo, consideraciones de servicio, 395, 803 elemento de baja deformabilidad, definido, 78

- edificios de poca altura  
definidos, 245 cargas  
de viento, componentes y revestimiento, 333–334, 334e, 335f, 337f, 338f, 339f, 340f, 341f, 342f, 343f, 344f, 345f, 346f, 347f, 348f, 349f, 350f, 786 cargas de viento, componentes y revestimiento, simplificado, 334, 334e, 350t, 351–362f ver también edificios cerrados y parcialmente cerrados de poca altura, techos de poca pendiente, cargas de nieve y, 52–53, 495
- maquinaria, cargas de impacto, 16
- edificios del sistema principal de resistencia a la fuerza del viento (MWFRS) exentos de casos de carga de viento torsional, 397–399, 398f, 399f  
definido, 245, 247, 733  
procedimiento para determinar, 245  
procedimiento de túnel de viento, 793–794
- sistema principal de resistencia a la fuerza del viento (MWFRS) direccional  
procedimiento, cargas de viento en accesorios de edificios y otras estructuras, 321–333, 775–780  
cargas de viento de diseño, otras estructuras, 322, 322e, 325f, 326f, 327, 328f, 329f, 330–331f, 331, 776–778, 777f cargas de viento de diseño, paredes independientes sólidas y letreros sólidos, 322, 322e, 323–324f, 775–776 requisitos generales, 322 alcance, 321, 321t sistema de resistencia a la fuerza del viento principal (MWFRS), direccional  
procedimiento, cargas de viento en edificios, 273–310, 767–774 edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos de todas las alturas, 273–274, 273t, 274e, 275–276f, 277f, 278f, 279f, 280f, 281f, 282f, 283f, 288–290, 767–769, 768f, 773 edificios cerrados de diafragma simple con altura <160 ft, 273, 284–285, 284t, 285f, 286f, 291–310t, 769–770 sistema principal resistente a la fuerza del viento (MWFRS) , sobre  
procedimiento, cargas de viento en edificios, 311–320, 767, 771–774 sistema principal resistente a la fuerza del viento (MWFRS), con techos inclinados, 773  
edificios bajos cerrados y parcialmente cerrados, 311, 311e, 311t, 312–314f, 771–773, 772f, 773f edificios bajos cerrados de diafragma simple, 315, 315e, 315t, 316–320f, 773–774 alcance, 311 , 771 períodos de respuesta espectral de coeficiente de riesgo mapeados. Ver marquesina de mapas de movimiento del suelo sísmico, transición de período largo y coeficiente de riesgo, 433 anclajes de mampostería en, 143, 144, 150 diseño sísmico y requisitos detallados, 142–144, 628 materiales y construcciones, peso de, 11, 425, 426–427t , 428–430 t
- requisitos de detalle y diseño sísmico específicos del material, 135–144, 619–629 compuesto de acero y concreto, 142, 627–628 concreto, 136–142, 137e, 138–139e, 139f, 141f, 142f, 620–627, 622f, 623f, 624f, 625f, 626f, 627f mampostería, 142–144, 628 acero, 135–136, 619–620 madera, 144, 628
- terremoto máximo considerado, media geométrica máxima aceleración del suelo, 41, 79, 206–207, 220–221f, 222–223f, 224– 225f, 537, 714, 723 definido, 79 tsunami máximo considerado, definido, 27, 456 desplazamiento máximo, definido, 167
- intervalos medios de recurrencia de efectos de carga, procedimiento de túnel de viento, 389, 794
- altura media del techo, definida, 247
- medios de salida, uso del término, 593
- componentes mecánicos y eléctricos, diseño sísmico  
estructuras no edificables, 146  
componentes no estructurales, 129–134, 129t, 593, 596, 596f, 611–617, 613f, 614f  
prefabricados, 121, 596, 596f tanques o  
recipientes anclados mecánicamente, definidos, 80 carga mínima de nieve, definidos, 51 criterios de modelado, diseño sísmico, 100–101  
marcos de momento definidos, 79 diseño sísmico, 94–96 flujo de cantidad de movimiento, definido, 27 techos monopendientes, componentes de carga de viento y revestimiento, 347f, 348f
- Procedimiento direccional MWFRS, 274, 274e, 279f, 280f, 281f, 282f, 768
- Análisis de Monte Carlo, 407, 460–461, 469, 735 techos de placas plegadas múltiples, cargas de nieve, 54, 495, 497 techos a dos aguas de vanos múltiples, cargas de viento, componentes y revestimiento, 346f
- perfil cerca de la costa, definido, 27  
amplitud del tsunami cerca de la costa, definida, 27  
cargas nominales, definidas, 1 resistencia nominal, definida, 1, 80 estructura de instalación crítica no edificable, definida, 27 estructuras no edificables definidas, 27, 80  
cargas de viento, componentes y revestimiento, 382 , 382e, 382t, 383f, 384–385f, 385, 386f, 387f, 788–789, 789f ver también requisitos de diseño sísmico, estructuras no edificables acciones no críticas, definidas, 79 velocidades de viento no huracanadas, 734–735, 735e análisis de historial de respuesta no lineal, 163–166, 657–671 sistemas de amortiguación, 186–187, 697–698, 697t criterios de aceptación global, 165–166, 165e, 165t, 166t, 78 véase también requisitos de diseño sísmico, componentes no estructurales, 664–671, 665f, 665t, 666t, 667e, 668f, 668t, 669f, 670t  
movimientos del terreno, 163–164, 658–662, 658f, 661f análisis lineal, 163, 657 modelado y análisis, 164–165, 662–664, 664f  
interacción suelo-estructura, 199 análisis de respuesta vertical, 163, 658 combinaciones de carga no especificadas, 8, 419–420, 419e, 420e definición de componentes y sistemas no estructurales, 1, 27, 78 véase también requisitos de diseño sísmico, componentes no estructurales
- ocupación, definida, 1  
protección de los ocupantes, tornados y, 756–759 amplitud de tsunami en alta mar, 30–32, 35–36, 449, 456, 458–460, 465, 465f, 466 definida, 28
- edificios de una y dos plantas, exentos de casos de carga torsional, 397 losas unidireccionales, cargas vivas, 17, 437 edificios abiertos definidos, 245  
cargas de viento, componentes y revestimientos, 375, 375e, 376f, 377f, 378f, 788  
estructura abierta, definida, 28

estructuras de equipos de marco abierto, cargas de nieve, 63–64, 63f, 64f, 501  
 aberturas, definidas, 247 tanque abierto, definido, 80 acción ordinaria, definida, 79  
 muro estructural prefabricado ordinario, definido, 136 ortogonal, definido, 80 otras estructuras, definidas, 1 flexión fuera del plano, requisitos de diseño sísmico, 126–127, 607 propietario, definido, 80

#### parapetos

carga de nieve, 61, 61f, 498–500  
 cargas de viento, componentes y revestimiento, 364, 374f, 375, 375e, 379f, 379t, 788 cargas de viento, procedimiento direccional MWFRS, 274, 274e, 284–

285, 286f, 331–332, 769, 778–779, 779f cargas de viento, procedimiento envolvente MWFRS, 314, 314e  
 carga parcial, 13, 435  
 engelamiento atmosférico, 76, 522  
 cargas de nieve, 54, 57, 61f, 495–496 edificio  
 parcialmente cerrado, definido, 245 edificio  
 parcialmente abierto, definido, 246 particiones definidas, 80 cargas vivas y, 13, 435 sísmica requisitos de diseño, 128, 610

#### cargas de garaje de

vehículos de pasajeros,  
 437 cargas vivas, 17  
 Efecto P-Delta, 104, 104e, 105, 150, 159, 165, 565–566, 569–570, 663 definido, 1, 80 modelo de picos sobre umbrales (POT), 520, 735 procedimientos basados en el rendimiento definidos, 1 terremotos, 407–408 inundaciones, 406 requisitos de funcionalidad, 409–410 requisitos de resistencia y rigidez, 2, 405–409, 407f, 407t véase también efectos del fuego, procedimientos de diseño basados en el rendimiento para

tanques petroquímicos, requisitos de diseño sísmico, 158, 646 muelles y embarcaderos, requisitos de diseño sísmico, 152, 639–640 cabeza de pilote, definido, 80 socavación de pilotes, definido, 28 pilotes estructuras compuestas de acero y hormigón, 142 hormigón, 137–139, 137e, 138–139e, 621–622 definido, 80

bastidores de tuberías, requisitos de diseño sísmico, 150, 150e, 638, 638t tuberías y bandejas de cables, cargas de nieve, 64, 64f sistemas de tuberías y tuberías, 132, 614–615, 644 techos inclinados cargas de viento, procedimiento direccional MWFRS, 274, 274e, 279f,

280f, 281f, 282f, 768 cargas de viento, procedimiento envolvente MWFRS, 314–315, 314e hormigón simple, definido, 78 socavación por hundimiento, definido, 28 encharcamiento, definido, 51, 65 inestabilidad por encharcamiento y carga por encharcamiento definida, 51, 65 cargas de lluvia, 65, 512, 512e, 512f cargas de nieve, 62, 489, 501 ablandamiento por presión intersticial, definido, 28 fallas de energía, categorización de riesgo, 413 sujetadores accionados por energía, 125, 605

opciones de diseño de diafragma de hormigón prefabricado, definición, 136 muros estructurales prefabricados, diseño sísmico y requisitos de detalle, 136, 621 componentes mecánicos y eléctricos prefabricados definidos, 80 requisitos de diseño sísmico, 121, 596, 596f

modelo de presión (PM), ensayo en túnel de viento, 793 sistema de drenaje primario, definido, 65 miembros primarios, definido, 65 componente estructural primario, definido, 28 análisis probabilístico de riesgo sísmico (PSHA), tsunami

profundidad de inundación y velocidad de flujo en base a, 32–38, 32e, 33f, 34f, 35f, 35t, 37f, 38f, 462, 465–467, 465f, 467f proyecciones y parapetos.

Ver parapetos

garantía de calidad, criterios de diseño sísmico, 526

raceway, definido, 614

amortiguación de radiación

definida, 197 interacción

suelo-estructura, 199–201, 199e, 200e, 200t, 201e, 705–706, 706f

cargas de lluvia, 65, 65e, 507–513

drenaje controlado, 65, 512–513, 513e, 513f cargas de lluvia

de diseño, 65, 507–511, 508e, 508f, 509e, 509t, 510f, 510t, 511t

inestabilidad de encharcamiento y carga de encharcamiento, 65, 512, 512e, 512f drenaje del techo, 65, 507 recargo por lluvia sobre nieve, 62, 500–501 ejemplos de establecimiento, 502–504, 502e, 503e, 504e probabilidad razonable, uso del término, 410 literatura reconocida, definido, 28, 247 nivel del mar de referencia, definido, 28 tanques y recipientes de almacenamiento de líquido de gas refrigerado, 160–161 datos climáticos regionales, estimación de velocidades básicas del viento de, 249,

740–741

diseño registrado profesional, definido, 80 concreto reforzado, definido, 78 cambio relativo del nivel del mar, definido, 28 análisis de confiabilidad, 406–409, 422, 467

cargas vivas requeridas, 13 resistencia requerida, definida, 80 factor de resistencia, definido, 1 crestas definidas, 247 efectos topográficos en la velocidad del viento, 266, 267f, 268, 268e estructura o edificio rígido, definido, 246 componente rígido, definido, 78 diafragma

rígido, definido, 246 modelo rígido de equilibrio de base de alta frecuencia (H-FBBM), viento

prueba de túnel, 793

modelo rígido de presión (PM), prueba de túnel de viento, 793 escarcha, definido, 69 escarcha hielo, 519f categorización de riesgo, clasificación de edificios y, 84, 412–414, 413f categoría de riesgo definida, 1 véase también riesgo de mapas de peligro de viento -sistemas de amortiguamiento de terremotos máximos considerados (MCER), 184–186 definiciones, 79–80 análisis de riesgos de movimiento del suelo, 205–206 parámetros de movimiento del suelo, 209, 210–211f, 212–213f, 214f, 215f, 216, 217f, 218f, 219f, 717–722, 719t, 720t, 721t, 722–723, 722t

- espectro de respuesta, 85, 171–172  
 valores de movimiento sísmico del suelo, 84, 84e, 84t  
 véase también mapas de movimiento sísmico del suelo, transición de período largo y coeficiente de riesgo
- Desastre del punto de Ronan,  
 411 cargas vivas del techo  
 definidas, 13 reducción en,  
 17, 17e, 437 paneles solares y,  
 19 voladizos del techo  
 componentes y revestimiento, 364,  
 374f, 380t, 788 edificios de diafragma simple cerrado con altura <160 pies,  
 MWFRS, 287f, 287t, 773  
 Procedimiento direccional MWFRS, 274, 275–276f, 285, 770  
 Procedimiento de envolvente MWFRS, 312–314f, 314  
 techos de edificios abiertos con monopendiente, inclinado o con canal libre, 274, 274e, 279f, 280f, 281f, 282f presiones, 774 cargas de lluvia y drenaje, 65, 507 cargas de nieve, 54, 58–63, 59e, 60f, 62f, 63f, 495, 497–501, 498f,  
 499f, 501f  
 techos vegetales, 11, 425, 434, 783 cargas de viento Procedimiento direccional MWFRS, 291–310t, 322, 322e, 776  
 véase también paneles solares, techo; superficies de paredes y techos componente resistente, definido, 78 elevación definida, 28 profundidad de inundación y velocidad de flujo, tsunamis, 31–32, 31e, 31f,  
 32t, 461–462, 462e, 463f, 464f  
**Valor R**  
 definido, 51  
 cargas de nieve, 54
- Escala de vientos huracanados Saffir-Simpson, techos de dientes de sierra 735–736, 735t, 736t  
 cargas de nieve, 54, 59, 495, 497  
 cargas de viento, 349f raspado, definido, 167 recinto de pantalla, definido, 13 imborral, definido, 65 nivel del mar, cargas de viento y elevación del suelo por encima, 268, 268t, 748, 748e  
 asiento para uso en ensamblaje, cargas vivas, 18–19, 438 sistema de drenaje secundario, definido, 65 miembro secundario, definido, 65 componente estructural secundario, definido, 28 categoría de diseño sísmico, 85–86, 85t, 535–537 categoría A, diseño requisitos, 86, 537 definido, 80 criterios de diseño sísmico, 77–87, 525–541 estándares de tensión permisible, 525 materiales y métodos alternativos, 77, 526 aplicabilidad, 77, 526 definiciones, 77–81, 526–530, 527f, 528f, 529f terremoto "carga" naturaleza, 525 construcción del gobierno federal, 525 peligros geológicos e investigación, 86, 86e, 86t, 537–539, 537e factor de importancia categoría de riesgo, 85, 535, 535f garantía de calidad, 77, 526 categoría de diseño sísmico, 80, 85–86, 85t, 535–537 Valores sísmicos del movimiento del suelo, 83–85, 84e, 84f, 84t, 85e, 530–535, 531f, 532e, 532f, 533f, 534f, 539–540, 540f
- movimiento vertical del suelo para, 87, 87e, 87t, 539–540, 540f  
 requisitos de diseño sísmico, estructuras de edificios, 89–119, 543–591 selección del procedimiento de análisis, 100, 100t, 557–558, 558t flexibilidad del diafragma, configuración, irregularidades, redundancia, 95t, 96–98, 96e, 96f, 97t, 98f, 98t, 550–552, 552f, 553f, 554, 554f, 555f diafragmas, acordes y colectores, 90–92t, 95t, 106–108, 106e, 106f, 107e, 107f, 108t, 571–579, 572f, 573f, 574f, 575f, 576f, 578f, 578t, 579e, 579f, 579t dirección de carga, 99–100, 557 deriva y deformación, 109–110, 109t, 581–583 procedimiento de fuerza lateral equivalente (ELF), 101–104, 101e, 102e, 102t, 103e, 103f, 104e, 560–567, 560f, 561f, 562f, 564f, 565e, 565f, 566e, 567e diseño de cimientos, 110–114, 111t, 112t, 113t, 587f, 588f análisis dinámico lineal, 104–106, 105e, 567–571, 571f criterios de modelado, 100–101, 558–560, 559f efectos de carga sísmica y combinaciones, 98–99, 98e, 99e, 555–556 criterios alternativos simplificados para un sistema de marco o muro de carga simple, 114–119, 114f, 115t, 116e, 118e, 119e, 588–589, 589f base de diseño estructural, 89, 543–546, 544f, 545f selección del sistema estructural, 89–96, 90–92t, 95t, 546–550, 550t paredes estructurales y anclajes, 108–109, 108e, 580–581, 580f, 581f requisitos de diseño sísmico, estructuras no edificables, 145–161, 631–656 selección de procedimiento de análisis, 145, 147t, 631–634, 632f, 633f, 634f, 635f diseño, 145 base de diseño, 631 requisitos de diseño estructural, 146–147, 147e, 148t, 149–150, 149e, 636–637 estructuras no similares a edificios, 152–153, 640–642, 640f, 641f, 642f estructuras similares a edificios, 150–152, 638–640 sostenidas por otras estructuras, 146, 634–635 tanques y embarcaciones, 153–161, 153–154e, 154t, 155e, 155t, 156e, 156t, 157e, 157t, 642–655, 642e, 643e, 644f, 647f, 648f, 649–652f, 653–654f requisitos de diseño sísmico, componentes no estructurales, 121–134, 593–618, 594f anclajes, 125, 603–605, 605f aplicados a no edificios estructuras, 596 componentes arquitectónicos, 125–128, 126e, 126t, 127t, 128e, 593, 594f, 605–611, 608–609t, 611f factor de importancia del componente, 121, 595 exenciones, 595–596 requisitos generales de diseño, 122–123, 122t, 597–600 componentes mecánicos y eléctricos, 129–134, 129t, 593, 596, 596f, 611–617, 613f, 614f demandas sísmicas y, 123–125, 123e, 124e, 124f, 600–603, 600f, 601f, 602f, 603f sistema resistente a fuerzas sísmicas, definido, 80 fuerzas sísmicas, definido, 80 movimiento sísmico del suelo, transición de largo período y riesgo mapas de coeficientes, 209–236, 717–724, 719t, 720t, 721t, 722–723, 722t Alaska, 214f, 215f, 222f, 227f, 232f, 235f Samoa Americana, 209, 219f, 231f, 234f EE. UU. contiguos, 210–211f, 212–213f, 220–221f, 225–226f, 230f, 233f

- herramienta web de movimiento del suelo, 724
- Guam y las Islas Marianas del Norte, 209, 218f, 224f, 231f, 234f
- Hawai, 216f, 222f, 228f, 232f, 235f
- Puerto Rico e Islas Vírgenes de EE. UU., 217f, 223f, 229f, 232f, actualizaciones de 235f, 723 valores de movimiento sísmico del suelo, 83–85, 84e, 84t, 85e, 530–535, 531f, 532e, 532f, 533f, 534f, 539–540, 540f efectos y combinaciones de carga sísmica, 8, 9, 98–99, 98e, 99e, 420 carga sísmica, edificios controlados por, 397 dirección de carga sísmica, 99–100 estructuras sísmicamente aisladas, requisitos de diseño sísmico, 167–179, 673–692, 673f selección del procedimiento de análisis, 172, 682 revisión del diseño, 176, 689 procedimientos de análisis dinámico, 175–176, 176e, 687–689, 688t procedimiento de fuerza lateral equivalente (ELF), 172–175, 173e, 174e, 682–687, 683f, 684f, 685t, 686t, 687f requisitos generales de diseño, 168–171, 170–171e, 674–682, 674t, 677e, 677f, 677t, 678f, 678t, 680t, 681f
- criterios de movimiento sísmico del suelo, 171–172, 682 pruebas, 176–179, 178e, 178f, 689–692 tanques o recipientes autoanclados, definidos, 80 fuerzas y efectos de autoesfuerzo requisitos básicos, 3, 410 combinaciones de carga para, 7–8, 9, 419, 421 cargas de servicio, definidas, 1–2 consideraciones de servicio camber, 395, 811 deflexión, vibración y deriva, 395, 801–803, 804–805f, 806–807f, 808–809f, 810–811f procedimientos basados en el rendimiento, 409 diseño de capacidad de servicio, velocidades del viento para, 740, 740e, 740t llaves de corte, diseño sísmico específico del material y requisitos detallados, 144 panel de corte, definido, 80 sistema interactivo de marco de pared de corte, definido, 79 muros de corte (hormigón), diseño sísmico y requisitos detallados, 136–137, 621 diafragma controlado por corte, definido, 78, 530 blindaje, 273, 311, 321, 333, 732 transporte marítimo, impacto de escombros de tsunami y, 478–479 cardumen, definido, 28 perchas cortas, exenciones de arriostramiento para, 596 aceras, entradas de vehículos y patios sujetos a camiones, cargas vivas, 19 letreros, cargas de viento y sólido adjunto, 322, 776 sólido independiente, 322, 322e, 324–325f, 775 silos componentes y revestimiento, 382, 382e, 382t, 383f, 384–385f, 385, 788–789, 789f Procedimiento direccional MWFRS, 322, 326f, 327, 328f, 329f, 776, 776–777 construcción de diafragma simple, definido, 246 clase de sitio, definido, 80 definiciones de procedimiento de clasificación de sitio, 203, 709–710 en general, 203, 204t, 709 parámetros, 204, 204e, 710 procedimientos de movimiento del suelo específicos del sitio, para diseño sísmico, 205–207, 711–715 parámetros de aceleración de diseño, 206, 713–714 espectro de respuesta de diseño, 206, 206e, 713 terremoto máximo considerado, pico medio geométrico del terreno aceleración, 206–207, 714 terremoto máximo considerado, análisis de riesgo de movimiento del suelo, 205–206, 206f, 712–713 análisis de respuesta del sitio, 205, 711–712 análisis de riesgo probabilístico específico del sitio, profundidad de inundación de tsunami y velocidad de flujo, 32–38, 32e, 33f, 34f, 35f, 35t, 37f, 38f, 462, 465–467, 465f deslizamiento de nieve, 61–62, 500, 500f, 502, 502e superficie resbaladiza, definido, 51 techos inclinados, cargas de nieve, 51, 54, 54e, 58f, 59f, 60f, 495, 502, 502e
- nieve, definido, 69 cargas de nieve, 51–76, 489–505 causadas por lluvia helada, 519, 519f definiciones, 51 acumulaciones en techos inferiores (sombra aerodinámica), 59–61, 59e, 62f, 63f, 497–498, 498f, 499f en equipos y plataformas de equipos, 64 ejemplos de establecimiento, 501–504, 501e, 502e, 502f, 503e, 503f, 504e por encima del valor de diseño, 489 en techos existentes, 62–63, 501, 501f en techos planos, 51, 51e, 53e, 54, 58t, 493–495 sobre suelo, 51, 52–53f, 55t, 56t, 57t, 58t, 489, 490–491t, 491–493, 492t, 493t en estructuras de equipo de estructura abierta, 63–64, 63f, 64f carga parcial, 54, 57, 61f, 495–496 inestabilidad por estancamiento y, 62, 501 en salientes y parapetos, 61, 61f, 498–500 recargo por lluvia sobre nieve, 62, 500–501 nieve deslizante, 61–62, 500, 500f, 502, 502e en techos inclinados, 51, 54, 54e, 58f, 59f, 60f, 495, 502, 502e cargas desequilibradas, 57–59, 61f, 496–497 amortiguamiento del suelo, definido, 197 amortiguamiento histerético del suelo, 199–201, 199e, 200e, 200t, 201e interacción suelo-estructura, 705–706 cargas del suelo, 11t, 12 cargas del suelo y presión hidrostática, 425, 430–431t, 431 interacción suelo-estructura (SSI), 197–202, 703–708
- Procedimiento ELF, 198, 198e Efectos de amortiguamiento de cimientos, 199–201, 199e, 200e, 200t, 201e, 705–706, 706f efectos SSI cinemáticos, 201–202, 201e, 703, 704, 707–708, 707f Demandas estructurales ajustadas de SSI, 198–199, 198e, 704–705 paneles solares, definidos, 247 paneles solares, techo definido, 247 cargas vivas, 19, 438
- Procedimiento direccional MWFRS, 327, 327e, 330–331, 330–331f, 331f, 777–778, 777f requisitos de diseño sísmico, 133–134, 133e, 595, 616–617 para pendientes < 7 grados, 389–390, 794–795 peso de, 12, 425 cargas de viento, componentes y revestimiento, 385 fisión de solitones, 36, 462 definida, 28 sistema de estructura espacial, definido, 79 área especial de riesgo de inundación, definido, 21 inspecciones especiales, definidas, 79 regiones de viento especiales, 249, 740 sistemas de rociadores, requisitos de diseño sísmico, 132–133, 616 cargas vivas de escaleras y rampas, 19 diseño sísmico requisitos, 128, 611, 611f diseño estándar de resistencia al fuego, definido, acero 401, 815

cables, 136, 620  
 chimeneas y chimeneas, 152, 640  
 estructuras compuestas de acero y hormigón, 142, 627–628 diseño sísmico y requisitos detallados, 135–136, 619–620 bastidores de almacenamiento, 150–151, 638–639, 638f soporte tubular estructuras, para aerogeneradores, 153, 641 techos escalonados, cargas de viento, componentes y revestimiento, rigidez 345f. Consulte los requisitos de resistencia y rigidez de las estanterías de almacenamiento definidas, 80 requisitos de diseño sísmico, 150–151, 638–639, 638f

piso, definido, 80 piso sobre el plano del terreno, definido, 80, 530, 530f deriva de piso, definida, 80 relación de deriva de piso, definida, 80 piso cortante, definido, 80 resistencia, tipos definidos, 80 requisitos de resistencia y rigidez, 2–3, 2t, 3t, 405

procedimientos basados en el desempeño, 2, 405–409, 407f, 407t diseño de resistencia definido, 2 combinaciones de carga para, 7–8, 417–420, 418t, 419e procedimientos, 405

análisis estructural, de los efectos del fuego, 402, 819–821 componente estructural, definido, 28 amortiguamiento estructural, efectos de ráfagas, 753 diseño estructural fuego, 402, 818 definido, 401

procedimientos de diseño estructural, cargas y efectos de tsunamis, 38–41, 38e, 39f, 39t, 40e, 41t, 467–473, 468t, 470f, 471f, 472f altura estructural, definida, 80 requisitos de integridad estructural, 3–4, 410–412 accidentes, mal uso, sabotaje y, 410 colapso y, 410–411 alternativas de diseño, 411 pautas para, 411–412 combinaciones de carga para, 9 objetivos de desempeño, incendio efectos, 401, 817 observaciones estructurales, definido, 80 sistemas estructurales definidos, 79 requisitos de diseño sísmico, 89–96, 90–92t, 95t muro estructural, definido, 28, 81 estructura, definido, 80 subdiafragma, definido, 80 soportes, definido, 80, 526–527, 527f rugosidad superficial, 58t, 266, 268, 493, 741–744, 741f, 745f marejada, definida, 28 bahía susceptible, definida, 65 socavación por flujo sostenido, definida, 28

edificios altos, cargas de viento aerodinámicas, 754 tanques con altura <120 pies, cargas de viento, componentes y revestimiento, 382, 382e, 382t, 383f cargas de viento, procedimiento direccional MWFRS, 322, 326f, 327,

327e, 328f, 329f, 776, 776–777 tanques y recipientes, requisitos de diseño sísmico, 151–152, 153, 639, 639f, 642 anclajes, 644, 644f calderas y recipientes a presión, 648 base de diseño, 153–154, 153–154e, 642–643, 642e, 643e elevado, para líquidos y materiales granulares, 631f, 647–648, 647f, 648f flexibilidad de fijación de tuberías, 154–155, 155e, 155t, 644

tanques apoyados en tierra para materiales granulares, 158–159, 647, 647e tanques apoyados en tierra para líquidos, 155–156e, 155–157, 156t, 157e, 157t, 644–646 recipientes horizontales soportados por sillas de montar para líquidos y vapores, 648, 655 tanques petroquímicos, 158, 646 resistencia y ductilidad, 154, 643–644 torres estructurales para, 151–152 tanques de almacenamiento y tratamiento de agua, 158, 646 torres de telecomunicaciones requisitos de diseño sísmico, 153, 641 tornados y, 763–764 fallas de telecomunicaciones, categorización de riesgo, 413 instalaciones temporales, definidas, 2 agencia de pruebas, definida, 81 análisis térmico, de los efectos del fuego, 402, 817–819 condición límite térmica, definida, 401 factor térmico, cargas de nieve, 52, 54, 58t, 63, 494 aislamiento térmico, definido, 401 respuesta térmica, definido, 401 restricción térmica, definido, 401 efectos topográficos, cargas de viento requisitos generales, 266, 267f, 268, 268e, 744–748 transecto topográfico, definido, 28 limitación de tornado, requisitos generales de cargas de viento, 270, 271, 756–764, 757t, 758f, 759f, 759t, 760e, 761t, 762t, 763t, 764t

casos de carga de viento torsional, edificios exentos de, 397–399, 398f, 399f, 804f, 816 edificio torsionalmente regular bajo carga de viento, definido, 246 desplazamiento máximo total, definido, 167 sustancias tóxicas, altamente tóxicas y explosivas, clasificación de edificios y, 5, 414–415 sustancias tóxicas, definidas, 2 fuerzas de transferencia, diafragma, definidas, 78, 530 fuego móvil, 818 techos abiertos en canal, cargas de viento Procedimiento direccional MWFRS, 274, 274e, 279f, 280f, 281f, 282f garajes para camiones y autobuses, cargas vivas, 18 torres de comunicación con armazón, tornados y, 763–764 tsunami, definida, 28 amplitud de tsunami, definida, 28 perforación de tsunami, definida, 28 altura de perforación de tsunami, definida, 28 pared de ruptura de tsunami, definida, 28 zona de diseño de tsunami, definido, 28 mapa de zona de diseño de tsunami, definido, 28 mapa de evacuación de tsunami, definido, 28 cargas y efectos de tsunami, 25–50, 447–488 cargas de impacto de escombros, 44–46, 44e, 44t, 45f, 46e, 46t, 477–480, 477t, 478t, 479e definiciones, 25–29, 456 diseño de cimientos, 46–49, 47e, 47f, 47t, 48f, 480–484, 481e, 481f, 482e, 482f, 483f cargas hidrodinámicas, 42–44, 42e, 42t, 43e, 473–477, 473e, 474e, 475f, 476f, 477f cargas hidrostáticas, 41–42, 41e, 42e, 473 inundación profundidad y velocidad de flujo, análisis de diseño, 30–31,

30e, 458–461, 459t, 460e, 460f profundidad de inundación y velocidad de flujo, con base en runup, 31–32, 31e, 31f, 32t, 461–462, 462e, 463f, 464f profundidad de inundación y velocidad de flujo, con base en sitios específicos análisis probabilístico de riesgos, 31e, 32–38, 32e, 33f, 34f, 35f, 35t, 37f, 38f, 462, 465–467, 465f

componentes y sistemas no estructurales, 50, 485 categorías de riesgo, 30, 457–458 alcance y excepciones, 25, 26f, 27f, 28f, 447–449, 456, 457f contramedidas estructurales para, 49, 484 procedimientos de diseño estructural para, 28, 38–41, 38e, 39f, 39t, 40e, 41t, 467–473, 468t, 470f, 471f, 472f estructuras y estrategias de refugio de evacuación vertical, 49, 49f, 449, 458, 468, 469, 472, 484–485

Exposición a peligros del estado occidental, 448t, 449f, 450f, 451f, 452f, 453f, 454f, 455f, 484–485 categoría de riesgo de tsunami, definida, 28 región propensa a tsunami, definida, 28 estructuras de soporte tubulares, turbinas eólicas, 641

deformación última, definida, 78 cargas de techo desequilibradas, 57–59, 61f, 496–497, 502, 502e cargas vivas uniformes, reducción en, 16–17, 16e, 436–437, 436f cargas uniformemente distribuidas, 13, 433–435, 434t líneas de servicios públicos, requisitos de diseño sísmico, 133, 616

cubiertas vegetales y ajardinadas, 11, 425, 434, 738 sistemas de barreras vehiculares definidos, 13 cargas vivas y, 16, 435

presión de velocidad, cargas de viento requisitos generales, 268–269, 268e, 268t, 748–750, 748e, 749e, 749f, 750e, 750f, 750t dispositivo de amortiguación dependiente de la velocidad, definido, 181 chapas, definido, 81 techo ventilado, definido, 51 deflexiones verticales, consideraciones de servicio, 208f, 395,

801–802

estrategias de refugio de evacuación vertical, tsunamis y, 49, 49f área frontal vertical, definida, 743 movimientos verticales del suelo, 87, 87e, 87t, 145–146, 539–540, 540f, 634

análisis de respuesta vertical, 163, 658

espectro de respuesta vertical, criterios de diseño sísmico, 86 vibraciones, consideraciones de servicio, 395, 802–803, 803e

superficies de paredes y techos, cargas de viento procedimiento direccional MWFRS, 284, 769

muros

en voladizo apoyados en el suelo, 153 componentes y revestimiento, cargas de viento, 335f deriva de, consideraciones de capacidad de servicio, 395, 802, 802e, 804–805f, 806–807f, 808–809f, 810–811f sólido independiente, cargas de viento, 322, 322e, 324–325f, 775 tipos definidos, 81 cargas de olas en vertical, 441, 442t cargas de viento Procedimiento direccional MWFRS, 287f, 291–292t véase también muros de carga; superficies de paredes y techos

factor de pendiente de techo cálido, cargas de nieve y, 54 tanques de almacenamiento y tratamiento de agua, requisitos de diseño sísmico, 158, 646

instalaciones de tratamiento de agua y aguas residuales, falla de, 413 cargas de olas, durante inundaciones, 22–23, 22e, 22t, 23e, 23f, 441, 442t

cargas de ruedas, grúas y, 17–18 viento,

generalmente en estructuras cubiertas

de hielo, 71, 72–73f, 74f, 75f, 521–522, 522t combinaciones de carga para, 420–421 categorización de riesgo de edificios, 5t dirección del viento viento cargas, requisitos generales, 266, 266t, 741

procedimiento de túnel de viento, 389, 794 mapas de riesgo de viento, 740 velocidad básica del viento, 249, 734 clasificaciones de componentes y revestimientos para productos de envoltura de edificios, 740 velocidades de viento de diseño ASCE 7-93 a 7-10, estimación de 740 t de velocidades de viento básicas a partir de condiciones climáticas regionales datos, 249, 740–741 velocidades de vientos huracanados, 735, 735e velocidades de vientos no huracanados, 734–735, 735e períodos de retorno, 734

Categoría de riesgo I, velocidades básicas del viento, 250–251f, 258–259f Categoría de riesgo II, velocidades básicas del viento, 252–253f, 260–261f, 737t

Categoría de riesgo III, velocidades básicas del viento, 254–255f, 262–263f, 738t

Categoría de riesgo IV, velocidades básicas del viento, 256–257f, 264–265f, 739t

Escala de vientos huracanados Saffir-Simpson, 735–736, 735t, 736t, 740

regiones de viento especiales, 249, 740

velocidades de viento, para diseño de servicio, 740, 740e, 740t

velocidades de viento, ubicaciones costeras seleccionadas, 736t cargas de viento, componentes y revestimiento, 245, 333–387, 781–791

accesorios de construcción y estructuras y equipos de techo, 375–382, 375e, 379f, 379t, 380e, 380f, 380t, 381f, 382t

tipos de edificios, 783–786, 783t, 784t, 785t, 786f, 787f edificios con altura <60 pies, 364, 364e, 364t, 365–373t, 375, 783t, 787–788 edificios con altura >60 pies, 350, 350e, 362–363t, 363,

786–787

edificios bajos, 333–334, 334e, 335f, 337f, 338f, 339f, 340f, 341f, 342f, 343f, 344f, 345f, 346f, 347f, 348f, 349f, 350f, 786

edificios de poca altura, simplificado, 334, 334e, 350t, 351–362f, 787–788

estructuras no edificables, 382, 382e, 382t, 383f, 384–385f, 385, 386f, 387f, 788–789, 789f

edificios abiertos, 375, 375e, 376f, 377f, 378f, 788 paneles solares de techo, 385 estructuras de techo y, 380

cargas de viento, requisitos generales, 245–271, 731–766

procedimiento alternativo para calcular, 753 condición de carga crítica, 249 definiciones, 245–247, 732–733 clasificación del gabinete, 270–271, 754–756 exposición, 266, 741–744, 741f, 742t, 743e, 744f, 745f, 746f,

747f, 748f

elevación del suelo sobre el nivel del mar, 268, 268t, 748, 748e efectos de ráfagas, 269–270, 269e, 269t, 270e, 750–754, 751e, 751t, 752e, 752f, 752t, 753e, 754e, 755t coeficientes

de presión interna, 271, 271e, 271t, 756 limitaciones, 731–732

procedimientos, 245, 246f, 731 convención de signos, 249 efectos

topográficos, 266, 267f, 268, 268e, 744–748 limitación de tornado, 271, 756–764, 757t, 758f, 759f, 759t, 760e,

761t, 762t, 763t, 764t

velocidad presión, 268–269, 268e, 268t, 748–750, 748e, 749e, 749f, 750e,

750f, 750t dirección del viento, 266, 266t, 741 presiones del viento que actúan sobre las caras opuestas de cada superficie del edificio, 249, 734 ver también mapas de peligro de viento

- cargas de viento en los accesorios de construcción y otras estructuras,  
 Procedimiento direccional MWFRS, 321–333, 775–780 cargas de viento  
 de diseño, otras estructuras, 322, 322e, 325f, 326f, 327, 328f, 329f, 330–331f, 331, 776–  
 778, 777f cargas de viento de diseño, paredes independientes sólidas y señales  
 sólidas,  
 322, 322e, 323–324f, 775–776 cargas de  
 viento en edificios, procedimiento direccional MWFRS, 273–310, 767–774 edificios  
 cerrados, parcialmente cerrados y abiertos de todas las alturas, 273–274,  
 273t, 274e, 275–276f , 277f, 278f, 279f, 280f, 281f, 282f, 283f, 767–769, 768f edificios  
 cerrados de diafragma simple con altura <160 pies, 273, 284–285, 284t, 285f, 286f,  
 291–310t, 769–770 viento cargas en edificios, procedimiento envolvente MWFRS,  
 311–320, 767, 771–774 edificios bajos cerrados y parcialmente cerrados, 311, 311e,  
 311t, 312–314f, 771–773, 772f, 773f edificios bajos cerrados de diafragma simple ,  
 315, 315e, 315t, 316–320f, 773–774 cálculos de la presión del viento, tornados, 760–763,  
 760e, 761e, 762t, 763t procedimiento de túnel de viento, 389–390, 781, 793–795  
 definido, 247  
 datos de diseño y, 793–794 respuesta  
 dinámica, 389 efectos de carga, 389,  
 794 reducciones mínimas permitidas,  
 793–794 colectores solares montados en el techo para  
 pendientes <7 grados, 389–390,  
 794–795  
 condiciones de prueba, 389  
 tipos de prueba, 793  
 escombros transportados por el  
 viento, 389 generadores de turbinas eólicas, requisitos de diseño sísmico, 153,  
 641  
 clasificación de recintos  
 de escombros transportados por el viento, 755–  
 756 procedimiento de túnel de viento, 389  
 regiones de escombros transportados por el viento, 270,  
 733, 755 definidas, 247, 733  
 sistema de restricción de viento, definido, 167  
 tormentas de viento, tornados versus, 757–758, 759f ventisqueros  
 de barlovento, 61, 497–498, 498f madera, diseño sísmico y  
 requisitos detallados, 144, 628 panel de estructura de madera, definido, 81