

COMENTARIO

Introducción

Esta versión en español de la Especificación ANSI / AISC 360-10, “Specification for Structural Steel Buildings” se realiza con el conocimiento del American Institute of Steel Construction (AISC) pero no compromete a esta institución respecto al texto en español correspondiente.

Es nuestro interés mediante esta difusión propender al perfeccionamiento de los ingenieros estructuralistas de América Latina ya que las normas AISC son la referencia más generalizada en la región. Esperamos que las entidades encargadas de la reglamentación de las Obras Civiles, así como las autoridades gubernamentales en los distintos países de la región procedan a acelerar los procesos de actualización de las normas y reglamentaciones, para mantenerse al ritmo de las mejoras de la investigación y desarrollo en los países más avanzados.

Con esta publicación, la Asociación Latinoamericana del Acero (Alacero) contribuye al desarrollo de la Cadena de valor del acero en América Latina, en este caso particular mediante el aporte de conocimiento al sector de la Construcción en Acero.

ALACERO

Santiago de Chile, Abril del 2012

SIMBOLOGÍA DEL COMENTARIO

El Comentario emplea los siguientes símbolos, los que son adicionales a los símbolos definidos en la Especificación. El número de Sección en la columna de la derecha indica la Sección del Comentario donde el símbolo es empleado por primera vez.

Símbolo	Definición	Sección
A	Área de la sección transversal del ángulo, mm ²	G.4
B	Ancho total de una Sección HSS rectangular, mm	I3
C_f	Fuerza de compresión en la losa de concreto para vigas compuestas; el menor de $F_y A_s$ y $0.85f_c'$, kgf	I.6.3
F_y	Tensión de fluencia reportada, kgf/cm ²	An. 5.2.2
F_{ys}	Tensión de fluencia estática, kgf/cm ²	An. 5.2.2
H	Altura total de un tubo HSS rectangular.....	I3
H	Altura del anclaje.....	I8.2b
I_g	Momento de inercia de la sección bruta de concreto sobre el eje del centroide, despreciando el refuerzo, mm ²	I2.1b
I_{LB}	Cota Inferior del Momento de inercia mm	I3.2
I_{pos}	Momento de inercia efectivo para momento positivo, mm ⁴	I3.2
I_{neg}	Momento de inercia efectivo para momento negativo, mm ⁴	I3.2
I_s	Momento de inercia para la sección de acero estructural, mm ⁴	I3.2
I_{tr}	Momento de inercia para la sección compuesta no agrietada transformada, mm ⁴	I3.2
I_{yTOP}	Momento de inercia del ala superior sobre un eje a través del alma, mm ⁴	F1
I_y	Momento de inercia de la sección completa sobre un eje a través del alma, mm ⁴	F1
K_s	Rigidez de la secante, kgf/cm ²	B3.6
M_{CL}	Momento en la mitad de la longitud no arriostrada, ton-m	F1
M_s	Momento para las cargas de servicio, kgd.m.....	B3.6
M_T	Momento torsional, ton-m.....	G.4
M_o	Máximo momento de primer orden en el miembro debido a la carga transversal, ton-m	An. 8
N	Número de ciclos para la falla	An. 3.3
P_{rb}	Resistencia requerida en el arriostrado, kgf	An.6.1
Q_m	Valor promedio del efecto de la carga Q.....	B3.3
R_{cap}	Capacidad mínima de rotación.....	An. 1.2.2

R_m	Valor promedio de la resistencia R	B3.3
S_r	Rango de tensiones.....	An. 3.3
S_s	Módulo elástico para la sección de acero estructural, referido al ala traccionada, mm ³	I3.2
S_{tr}	Módulo elástico de la sección fisurada transformada con colaboración total, referida al ala en tracción de la sección de acero, mm ³	I3.2
V_Q	Coeficiente de variación del efecto de la carga Q	B3.3
V_g	Coeficiente de variación de la resistencia R	B3.3
V_b	Componente de la fuerza de corte paralela al ala del ángulo con ancho b y espesor t , kgf.....	G.4
a_{cr}	Distancia desde la cara en compresión al eje neutro para una sección esbelta, mm.....	I3
a_p	Distancia desde la cara en compresión al eje neutro para una sección compacta, mm.....	I3
a_y	Distancia desde la cara en compresión al eje neutro para una sección no compacta, mm	I3
f_v	Tensión de corte en ángulos, kgf/cm ²	G4
k	Coeficiente de pandeo de placa característico del tipo de restricción en el borde de la placa.....	E7.1
β	Índice de confiabilidad	B3.3
β_{act}	Rigidez de arriostramiento resultante proporcionada.....	An. 6.1
δ_o	Máxima deflexión debido a la carga transversal, mm.....	An. 8
ν	Razón de Poisson.....	E7.1
θ_s	Rotación para las cargas de servicio	B3.6

GLOSARIO DEL COMENTARIO

El Comentario emplea los siguientes términos, los que complementan los ya definidos en el Glosario de la Especificación. Los términos en *italica* o *cursiva* señalan donde aparece el término por primera vez en un determinado Capítulo del Comentario que sigue a continuación.

Acción inelástica. Deformación permanente en el material y que por lo tanto no desaparece cuando cesa la fuerza que la ha producido. *Inelastic action.*

Análisis plástico de primer orden. *Análisis estructural* basado en la hipótesis de comportamiento rígido - plástico, es decir, se satisface el equilibrio de la estructura, las tensiones están bajo la tensión de fluencia y las condiciones de equilibrio se formulan en la estructura no deformada. *First-order plastic analysis.*

Carga cíclica. Carga externa variable, aplicada repetidamente y que puede solicitar en fatiga a la estructura. *Cyclic load.*

Carga crítica. Carga a la cual un miembro perfectamente recto sujeto a compresión puede adoptar una posición deformada o puede permanecer sin deformación, o una viga sometida a flexión puede deformarse y girar fuera del plano o permanecer en una posición deformada en su plano, según lo determine un análisis teórico de estabilidad. *Critical Load.*

Carga permanente. Carga de aplicación prolongada en la cual las variaciones en el tiempo son infrecuentes o de pequeña magnitud. *Permanent load.*

Carga variable. Carga con variación sustancial en el tiempo. *Variable load.*

Columna corta. Espécimen corto de ensayo solicitado a compresión, el que utiliza la totalidad de su sección transversal, el que es lo suficientemente largo para proporcionar una medición valida de la relación tensión-deformación, entendida como un promedio sobre la sección transversal de este, pero lo suficientemente corta para que este no pandee como columna ni en el rango elástico ni en el rango inelástico. *Stub Column.*

Conexión flexible. Conexión que permite una parte, pero no la totalidad, de la rotación que ocurriría en el extremo de una viga si ella estuviese rotulada. *Flexible connection.*

Curva de resistencia de columna. Una curva que expresa la relación entre la resistencia a carga axial de la columna en función de su relación de esbeltez. *Column curve.*

Deriva de entrepiso. Desplazamiento horizontal relativo de entrepisos, calculado como la diferencia de desplazamientos horizontales de dos niveles consecutivos de una edificación dividido por la altura de los entrepisos, es decir $(\delta_n - \delta_{n-1}) / h$. *Interstory drift.*

Deriva total del edificio. Deformación lateral del pórtico en el cielo del piso más ocupado dividido por la altura del edificio hasta ese nivel. *Total building drift.*

Desplazamiento lateral. El movimiento lateral de una estructura bajo la acción de las cargas laterales, las cargas verticales asimétricas, o por las propiedades asimétricas de la estructura. *Sidesway.*

Desplazamiento lateral por pandeo. Modo de pandeo para un pórtico de varios pisos generado por los desplazamientos laterales relativos en las uniones, lo que precipita la falla por desplazamiento lateral del portico. *Sidesway buckling.*

Endurecimiento por deformación. Fenómeno que exhiben los aceros dúctiles, y que consiste en que después de alcanzar una deformación considerable, justo después o en el punto de fluencia, tienen la capacidad de resistir cargas mayores que aquella que produjo la fluencia inicial. *Strain hardening.*

Flexión Biaxial. Flexión simultánea en un miembro alrededor de dos ejes perpendiculares. *Biaxial bending.*

Fractura frágil. Hendidura abrupta con pequeña o ninguna deformación dúctil previa. *Brittle fracture.*

Índice de daño por deriva. Parámetro usado para medir el daño potencial causado por la deriva de entrepiso. *Drift damage index.*

Marco o pórtico rígido. Estructura en que las conexiones mantienen la relación angular entre las vigas y las columnas que resisten las cargas. *Rigid frame.*

Meseta de fluencia. La parte de la curva tensión - deformación de un miembro uniaxialmente comprimido o traccionado en el cual las tensiones permanecen esencialmente constante mientras las deformaciones se incrementan sustancialmente. *Plastic plateau.*

Miembro primario. En el análisis de empozamiento de agua, la viga que soporta las reacciones concentradas de los miembros secundarios que se conectan en ella. *Primary.*

Miembro secundario. En el análisis de empozamiento de agua, la viga o vigueta que soporta directamente las cargas distribuidas de agua estancada en el techo de la estructura. *Secondary member.*

Momento de inercia efectivo. Momento de inercia de la sección transversal de un miembro que permanece elástico cuando ocurre una plastificación parcial de la sección transversal, usualmente bajo la combinación de tensiones residuales y de las tensiones aplicadas; también refiere al momento de inercia basado en los anchos efectivos de los elementos que pandean localmente; además describe el momento de inercia usado en el diseño de miembros parcialmente compuestos. *Effective moment of inertia.*

Nomograma. Gráfico para determinar el factor de longitud efectiva en columnas. *Alignment chart.*

Rigidez efectiva. La rigidez de un miembro calculada con el momento de inercia efectivo de su sección trasversal. *Effective stiffness.*

Socavación. Una entalladura que resulta de la fusión y retiro del metal base en los bordes de la soldadura. *Undercut.*

Tensión umbral de fatiga. Rango de tensiones bajo el cual no se inicia el agrietamiento por fatiga, independientemente del número de ciclos de carga. *Fatigue threshold.*

Tensiones residuales. Son las tensiones remanentes en un miembro descargado después que ha sido producido en un miembro terminado. (Ejemplo de tales tensiones incluyen, pero no están limitadas a, las inducidas como consecuencia del flectado en frío, enfriamiento después del laminado o soldaduras. *Residual stress.*

Torsión de Saint Venant. Es la porción de torsión en un miembro que induce únicamente tensiones de corte en el miembro. *St. Venant Torsion.*

Torsión por alabeo. La parte de la resistencia a la torsión que es aportada por la resistencia al alabeo de la sección transversal. *Warping torsion.*

CAPÍTULO A

DISPOSICIONES GENERALES

A1. ALCANCE

El alcance de esta Especificación es esencialmente el mismo de la versión 2005 de *Specification for Structural Steel Building*, a la cual reemplaza, con la excepción del Capítulo N, Control de Calidad y Aseguramiento de la Calidad.

El propósito fundamental de las disposiciones en esta especificación es la determinación de la resistencia nominal y disponible de los miembros, conexiones y otras componentes de las estructuras de edificaciones en acero.

Esta Especificación entrega dos métodos de diseño:

- (1) **Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD):** La resistencia nominal se multiplica por un factor de resistencia ϕ , y la resistencia de diseño así obtenida debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por el diseño, determinada mediante un análisis de la estructura para las combinaciones de cargas LRFD apropiadas, especificadas en el código de edificación aplicable.
- (2) **Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD):** La resistencia nominal se divide por un factor de seguridad Ω , y la resistencia admisible obtenida debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por el diseño, determinada mediante un análisis de la estructura para las combinaciones de cargas ASD apropiadas, especificadas en el código de edificación aplicable.

Esta Especificación da disposiciones para determinar los valores de las resistencias nominales de acuerdo con los estados límites aplicables y entrega los valores correspondientes de los factores de resistencia ϕ y de los factores de seguridad Ω . La Resistencia Nominal se define normalmente en términos de la resistencia ante un determinado efecto de las cargas, tales como Esfuerzo Axial, Momento de Flexión, Esfuerzo de Corte o Momento de Torsión, sin embargo en algunos casos es expresada en términos de una tensión. Los factores de seguridad ASD han sido calibrados para dar la misma confiabilidad estructural y el mismo tamaño de las componentes que da el método LRFD para una razón de carga viva a carga muerta de 3. El término resistencia disponible es usado a través de la especificación para expresar los conceptos de resistencia de diseño, y resistencia admisible, según corresponda.

Esta Especificación se aplica tanto a edificios como a otras estructuras. Muchas estructuras que se encuentran en plantas petroquímicas, de energía eléctrica y otras aplicaciones industriales son diseñadas, fabricadas e instaladas de una manera similar a los edificios. No se pretende que esta especificación se aplique a estructuras de acero con sistemas estructurales resistentes a cargas tanto verticales como laterales que no sean similares a edificios, tales como cáscaras o cables en catenaria.

Esta especificación puede ser usada para el diseño de elementos estructurales de acero, según se define en AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC, 2010c), que de aquí en adelante se referirá como *Code of Standard Practice*, cuando se usen como componentes de estructuras distintas a edificios. El criterio del ingeniero determinará el uso de los requerimientos de la especificación cuando los elementos estructurales de acero están expuestos a ambientes o condiciones de servicio y/o cargas que no son usualmente aplicables en estructuras semejantes a edificios.

El *Code of Standard Practice* define las prácticas comúnmente aceptadas en estándares y en la práctica cotidiana para la fabricación y montaje del acero estructural. De esta manera el *Code of Standard Practice* básicamente se pretende que sirva como un documento contractual para ser incorporado en los contratos entre comprador y vendedor o fabricante de acero estructural. Algunas partes del *Code of Standard Practice*, sin embargo, son la base para algunas de las disposiciones de esta Especificación. En consecuencia el *Code of Standard Practice* es citado en algunos lugares de esta especificación para mantener el vínculo entre estos documentos cuando sea apropiado.

La especificación no permite el diseño sísmico de edificios y otras estructuras usando las provisiones del Apéndice 1. El factor R especificado en ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010) usado para determinar las cargas sísmicas está basado en un valor nominal de la sobre resistencia y la ductilidad que es inherente en las estructuras de acero diseñadas por análisis elástico usando esta especificación. De acuerdo con esto, sería inapropiado el tomar ventaja de la resistencia adicional obtenida por el método de diseño inelástico presentado en el Apéndice 1, mientras simultáneamente se emplea el factor R especificado en el código. Además, las disposiciones para ductilidad del Apéndice 1 no son totalmente consistentes con los niveles de diseño sísmico esperados.

A2. REFERENCIAS: ESPECIFICACIONES, CODIGOS Y ESTANDARES

La Sección A2 entrega las referencias a los documentos que son citados en esta especificación. Debe tenerse presente que no todos los grados de una especificación de un material determinado son necesariamente aceptados para ser usados con esta Especificación. Para una lista de los materiales y grados aprobados debe consultarse la Sección A3.

A3. MATERIAL

1. Materiales para Acero Estructural

1a. Designaciones ASTM

Hay cientos de materiales y productos de acero. Esta Especificación solo presenta aquellos productos/materiales de uso común de ingenieros estructurales y cuyo desempeño es reconocidamente satisfactorio. Otros materiales pueden resultar apropiados para aplicaciones específicas, pero su evaluación es responsabilidad del ingeniero que los especifica. Además de las propiedades resistentes típicas, puede agregarse consideraciones respecto a propiedades resistentes en la dirección transversal, ductilidad, deformabilidad, imperfecciones, soldabilidad incluida la sensibilidad a ciclos térmicos, tenacidad a muescas y otras formas de grietas, revestimientos y resistencia a la corrosión. Consideraciones res-

pecto del tipo de productos pueden incluir consideraciones adicionales a los efectos de producción del material, tolerancias, ensayos, informes y superficie de perfiles.

Perfiles Estructurales Laminados en Caliente. Los grados de los aceros aceptados para ser usados por esta Especificación, cubren las especificaciones ASTM, hasta una tensión de fluencia de 690 MPa (7034 kgf/cm²) Algunas de las especificaciones ASTM establecen un valor mínimo del punto de fluencia, mientras otras especifican una resistencia mínima a fluencia. El término “tensión de fluencia” es usado como un término genérico en esta Especificación, para referirse, ya sea al punto de fluencia o a la resistencia de fluencia.

Es importante estar consciente de las limitaciones de disponibilidad que puedan existir para algunas combinaciones de resistencia y tamaño. No todos los tamaños de secciones estructurales están incluidos en las distintas especificaciones de materiales. Por ejemplo, el acero de la especificación A572/A572M, cuya tensión de fluencia es 415 MPa (4222 kgf/cm²) incluye planchas solo hasta 32 mm. (3,2 cm.) de espesor. Otra limitación de disponibilidades que aun cuando un productor esté incluido en esta Especificación, puede ser de producción poco frecuente de las fábricas. Al especificar estos productos puede resultar en retrasos de los pedidos, a menos que se solicita grandes cantidades directamente al productor. En consecuencia, es prudente, verificar la disponibilidad antes de completar el detallamiento. En el sitio web del AISC se entrega esta información (www.aisc.org).

Las propiedades en la dirección del laminado, son de especial interés en el diseño de estructuras de acero. De aquí que, la tensión de fluencia determinada mediante el ensayo de tracción, es la propiedad mecánica más importante para la selección de aceros a ser usados de acuerdo con esta Especificación. Debe reconocerse que otras propiedades físicas y mecánicas del acero laminado, tales como anisotropía, ductilidad, tenacidad, formabilidad, resistencia a la corrosión, etc. pueden también ser importantes para un desempeño satisfactorio de la estructura.

No es posible incorporar en el Comentario información adecuada suficiente para dar una completa comprensión de todos los factores que merecen ser considerados en la selección y especificación de los materiales para una aplicación determinada. En dicha condición se recomienda al usuario de esta especificación hacer uso de las referencias de los materiales contenidos en la literatura en las propiedades específicas que interesan y para especificar producción de material suplementario o requisitos de calidad de acuerdo con las especificaciones ASTM de materiales. Uno de tales casos es el diseño de conexiones soldadas altamente restringidas (AISC, 1973). El acero laminado es anisotrópico, especialmente en lo concerniente a la ductilidad; en consecuencia, las deformaciones por contracción de las soldaduras en zona de conexiones soldadas altamente restringidas, pueden exceder la resistencia del material, cuando no se presta una atención especial a la selección del material, detallamiento, mano de obra e inspección.

Otra situación especial es el control de la fractura en el diseño para cierto tipo de condiciones de servicio (AASHTO, 2010). Para condiciones de servicio especialmente demandante, tales como estructuras sometidas a bajas temperaturas, particularmente cuando están expuestas a cargas de impacto, puede requerirse una tenacidad al ensayo de impacto mayor. Sin embargo para la mayoría de los edificios, el acero estará a temperatura

relativamente moderada, las tasas de deformación corresponden a cargas esencialmente estáticas y tanto la intensidad de las cargas como el número de ciclos a tensión completa son bajos. Consecuentemente, la probabilidad de fractura en la mayoría de los edificios es baja. La mano de obra de calidad y el buen detallamiento de la geometría de la unión que evite concentraciones severas de tensiones son generalmente los medios más efectivos de conseguir una construcción resistente a la fractura.

Tubos Estructurales (HSS). Las propiedades mínimas especificadas a tracción se resumen en la Tabla C-A3.1 para la especificación de varias calidades y grados del material de secciones tubulares HSS y cañerías. El acero especificado ASTM A53 Grado B se incluye como material aprobado para ser especificado en cañerías, debido a que es el más fácil de conseguir en los Estados Unidos.

TABLA C-A3.1
Minimum Tensile Properties of HSS and Pipe Steels

Especificación	Grado	F_y , Kgf/cm ² (MPa)	F_u , Kgf/cm ² (MPa)
ASTM A53	B	2460 (240)	4220 (415)
ASTM A500 (round)	A	2320 (228)	3165 (311)
	B	2950 (290)	4075 (400)
	C	3230 (317)	4360 (428)
ASTM A500 (rectangular)	A	2740 (269)	3165 (311)
	B	3230 (317)	4075 (400)
	C	3515 (345)	4360 (428)
ASTM A501	—	2530 (248)	4075 (400)
ASTM A618 (round)	I and II	3515 (345)	4920 (483)
	III	3515 (345)	4570 (450)
ASTM A847	—	3515 (345)	4920 (483)
CAN/CSA-G40.20/G40.21	350W	3585 (350)	4570 (450)

Otros productos estadounidenses HSS cuyas propiedades y características son similares a los productos ASTM aprobados, son producidos en Canadá bajo los *General Requirements for Rolled or Welded Structural Quality Steel* (CSA, 2003). En suma, la cañería es producida por otras especificaciones que satisfacen requisitos de resistencia, ductilidad y soldabilidad de los materiales en la Sección A3, pero puede haber requisitos adicionales para medir la resistencia a fractura, ensayo de tenacidad por impacto o ensayo de presión. Las cañerías pueden ser fácilmente obtenidas en calidad ASTM A 53 y HSS redondos en calidad ASTM A500 Grado B es también común. Para tubos HSS rectangulares, ASTM A500 Grado B es el material más fácilmente disponible, cualquier otro material necesita una orden especial. Dependiendo del tamaño, pueden obtenerse HSS redondos soldados o sin costura. En Norteamérica, sin embargo, todos los HSS rectangular, calidad ASTM A500 para fines estructurales son soldados. Los HSS rectangulares difieren de las secciones cajón en que poseen espesor uniforme excepto por el aumento de espesor en las esquinas redondeadas.

Las resistencias nominales de conexiones directamente soldadas (T, Y & K) de secciones HSS han sido desarrolladas tanto analítica como empíricamente. La deformación en las conexiones es estimada y es un límite aceptable para ensayos de conexiones. La ductilidad es necesaria para alcanzar las deformaciones esperadas. La razón entre la resistencia especificada de fluencia y la resistencia especificada a tracción (razón fluencia/tracción) es una medida de ductilidad. Materiales en secciones HSS usados en ensayos de conexiones han tenido una razón fluencia/tracción de más de 0,80, por lo que esa razón ha sido adoptada como límite aplicable para conexiones directamente soldadas en HSS. El material en ASTM A500 Grado A no cumple este “límite aplicable” de ductilidad para conexiones directas en Capítulo K. ASTM A500 Grado C tiene una razón fluencia/tracción de 0,807 pero es razonable el usar el método de redondeo descrito en ASTM E-29 y encontrar este material aceptable para su uso.

Aun cuando la calidad ASTM A501 incluye HSS rectangulares, los HSS rectangulares deformados en caliente, no son producidos normalmente en Estados Unidos. Los requisitos del *General Requirements for Rolled or Welded Structural Quality Steel* (CSA, 2004) incluyen la Clase C (conformado en frío) y la Clase H (conformado en frío y liberado de tensiones). Los HSS clase H tienen niveles relativamente bajos de tensiones residuales, lo que mejora su desempeño en compresión y puede proveer de una mejor ductilidad en las esquinas de HSS rectangulares.

1c. Perfiles Laminados Pesados

La intersección ala-alma así como el centro del alma perfiles pesados laminados en caliente, al igual que la zona interna de planchas gruesas, pueden contener una estructura de grano mas grueso y/o menor tenacidad que otras zonas de estos productos. Esta es probablemente causada por segregación del lingote, debido a la menor deformación durante el proceso de laminado, mayor temperatura de terminación y tasa de enfriamiento más lenta después del proceso de laminado. Esta característica no reduce las cualidades de los miembros comprimidos en el caso de miembros no soldados. Sin embargo, cuando se traslapa secciones transversales pesadas o se las conecta mediante soldaduras de penetración completa que se extienden más allá de la zona de grano grueso y/o las zonas interiores de menor tenacidad, las tracciones inducidas por la retracción de la soldadura pueden derivar en agrietamiento. Un ejemplo es una conexión de una viga pesada a una columna cualquiera mediante soldadura de ranura de penetración completa. Cuando los miembros de menor espesor son unidos mediante soldadura de ranura de penetración completa, la soldadura induce menores deformaciones de retracción, con lo cual el grano más fino y/o mayor tenacidad superficial del material de los perfiles ASTM A6/A6M y de las secciones pesadas fabricadas, reducen significativamente el agrietamiento potencial. Un ejemplo es una conexión de una viga cualquiera a una columna pesada mediante soldadura de ranura de penetración completa.

En el caso de aplicaciones críticas tales como miembros principales en tracción, el material debería ser especificado para proveer una adecuada tenacidad a la temperatura de servicio. Debido a las diferencias entre la tasa de deformación del ensayo de impacto en probeta con muesca de Charpy (CVN) y la tasa real que experimentan las estructuras, el ensayo CVN se realiza a una temperatura mayor que la temperatura de servicio estimada

anticipadamente para la estructura. La ubicación de los especímenes CVN (“ubicación núcleo alternativo”) es especificada en el estándar ASTM A6/A6M, Supplemental Requirement S30.

Los requisitos de tenacidad de muesca de la Sección A3.1c solo pretenden proveer materiales de tenacidad razonable para condiciones de servicio corrientes. Para condiciones inusuales y/o bajas temperaturas de servicio, puede ser apropiado imponer requisitos más restrictivos del ensayo de muesca para otros tamaños de secciones y espesores. Para reducir el potencial de fractura, los requisitos del ensayo de muesca de la Sección A3.1c deben ser usados junto con un diseño y procedimiento de fabricación adecuados. Las Secciones J1.5, J1.6 J2.6 y J2.7 dan requisitos especiales para estos casos.

Para secciones W enderezadas mediante procedimientos rotatorios, un área de muesca reducida ha sido documentada en una región limitada del alma inmediatamente adyacente al ala. Esta región puede existir en secciones W de todos los pesos, no solo las pesadas. En el Capítulo J se presentan consideraciones de diseño y detallamiento que reconocen esta situación.

2. Aceros Fundidos y Forjados

Hay numerosas especificaciones ASTM para aceros fundidos. El SFSA *Steel Casting Handbook* (SFSA, 1995) recomienda ASTM A 216 para ser usado en estructuras de acero. El SFSA recomienda además otros requerimientos que deben ser considerados para aceros fundidos. Por ejemplo puede ser apropiado inspeccionar la primera pieza mediante partículas magnéticas de acuerdo con ASTM E125, grado 1^a, b o c. La inspección radiográfica nivel III puede ser deseable en secciones críticas de la primera pieza fundida. Ensayos ultrasónicos (UT) de acuerdo con ASTM E609, pueden ser apropiados para primeras piezas fundidas de espesores mayores a 6“. La aceptación del diseño , aprobación de la muestra, ensayos no destructivos periódicos de las propiedades mecánicas, ensayos de químicos, y la selección de una correcta especificación de la soldadura deberían estar entre los procedimientos definidos en la selección y producción de aceros fundidos. Se debe tener en cuenta la SFSA (1995) para información de diseño en relación a aceros fundidos.

3. Pernos, golillas y tuercas

La Especificación ASTM para pernos A307 cubre dos grados de conectores mecánicos. Ambos grados pueden ser usados con esta especificación; sin embargo, debería notarse que el Grado B se aplica a pernos de empalmes de cañerías y el Grado A es el grado que se ha usado extensivamente para aplicaciones estructurales.

4. Barras de Anclaje y Barras con Hilo

La especificación fundamental para barras de anclaje es la norma ASTM F1554. Dado que hay un límite a la longitud máxima disponible de pernos ASTM A325/A325M y ASTM A490/A490M, el intento para usar estos pernos como barras de anclaje con longitudes de diseño mayores a las longitudes máximas disponibles ha ocasionado problemas en el pasado. Al incluir en esta especificación material de calidad ASTM A449 y A354, ello permite el uso de materiales de alta resistencia para pernos más largos que los pernos de calidad ASTM A325/A325M y ASTM A490/A490M.

El ingeniero inspector debería especificar los requerimientos de resistencia para barras con hilo que se usan como miembros que soportan cargas.

5. Metal de Aporte y Fundente

Las especificaciones de la AWS para metal de aporte detalladas en la Sección A3.5 son de tipo general e incluyen la clasificación del metal de aporte apropiada para la construcción de edificios. La AWS D1.1 *Structural Welding Code Steel* (AWS, 2010) detalla en la Tabla 3.1 varios electrodos que pueden ser usados para las especificaciones de procedimientos de soldadura precalificados, que se aplican a varios aceros que van a ser conectados. La lista no incluye varias clasificaciones de metal de aporte que no son apropiadas para aplicaciones estructurales. Los metales de aporte detallados en varias especificaciones AWS A5 pueden o no especificar propiedades de tenacidad mediante el ensayo de muesca, dependiendo de la clasificación de electrodos específicos. La Sección J2.6 identifica ciertas uniones soldadas en las cuales la tenacidad en ensayo de muesca del metal de aporte se necesita en la construcción de edificios. Puede presentarse otras situaciones en las cuales el ingeniero inspector puede elegir especificar el uso de metal de aporte con determinadas características de tenacidad medidas en ensayo de muesca, tales como estructuras sometidas a tasas elevadas de aplicación de carga, cargas cíclicas o cargas sísmicas. Dado que la AWS D1.1 no requiere automáticamente que el metal de aporte que se use tenga propiedades de tenacidad especificadas de acuerdo con un ensayo de muesca, es el metal de aporte que se use en esas aplicaciones sea de una Clasificación AWS que exijan las propiedades antes mencionadas. Esta información puede encontrarse en la Especificación AWS para Metal de Aporte y se encuentra a menudo en el Certificado del Fabricante del Metal de Aporte en conformidad con las especificaciones del producto.

Cuando se especifica metal de aporte y/o fundente de acuerdo con la designación AWS, se deberá revisar cuidadosamente las especificaciones aplicables para asegurar que se entienda completamente la designación referenciada. Esto es necesario porque los sistemas de designación AWS no son consistentes. Por ejemplo en el caso de electrodos recubiertos para soldadura al arco (AWS A5.1), los primeros dos o tres dígitos indican la clasificación según la resistencia nominal a la tracción, en ksi, del metal de aporte y los dos dígitos finales el tipo de recubrimiento. En el caso de designaciones métricas los primeros dos dígitos multiplicados por 10 indican la clasificación de acuerdo con la resistencia nominal a tracción en MPa. En el caso de electrodos para arco sumergido usados en fábricas (AWS A5.17), los primeros uno o dos dígitos multiplicados por 10 indican la clasificación de acuerdo con la resistencia nominal a tracción, tanto para unidades inglesas como métricas, mientras que, el o los dígitos finales multiplicados por 10 indican la temperatura de ensayo en grados F, para ensayos de impacto del metal de aporte. En el caso de electrodos recubiertos para soldadura al arco de aceros de baja aleación (AWS A5.5), ciertas partes de la designación indican un requisito de aliviamiento de tensiones, mientras otras indican la ausencia de este requisito.

Los ingenieros generalmente no especifican el metal de aporte preciso que debe ser empleado en una estructura particular. La decisión de cual proceso de soldadura y que metal de aporte debe ser utilizado, es normalmente la decisión del fabricante o del inge-

niero de montaje. Los códigos restringen el uso de ciertos metales de aporte, o imponen ensayos de calificación para demostrar si es apropiado el uso de un electrodo específico, de manera de asegurar el uso de un metal de aporte adecuado.

A4. PLANOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES PARA ESTRUCTURAS

La lista abreviada de requisitos en esta Especificación pretende ser compatible y a la vez resumir requisitos más detallados de la Sección 3 del *Code of Standard Practice*. El usuario debería referirse para información más detallada a la Sección 3 del *Code of Standard Practice*.

CAPÍTULO B

REQUISITOS DE DISEÑO

B1. DISPOSICIONES GENERALES

Las ediciones anteriores a la edición 2005 de la Especificación contenían una sección titulada “Tipos de Construcción”, por ejemplo, la Sección A2 en *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 2000b), de aquí en adelante referida como *Especificación LRFD* 1999. En esta Especificación no existe dicha sección y los requisitos relacionados a “tipos de construcción” se encuentran divididos entre la Sección B1, Sección B3.6, y la Sección J1.

Históricamente, “Tipos de Construcción” era la sección que establecía que tipo de estructuras cubría la Especificación. El prefacio a la *Especificación LRFD* 1999 sugiere que el propósito de la Especificación es “proveer criterios de diseño para las aplicaciones de uso rutinario y no proveer criterios específicos para problemas que ocurren menos frecuentemente”. El prefacio a la *Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings* (AISC, 1978) contiene una explicación similar. Mientras lo que se define como “uso rutinario” puede ser difícil de describir, el contenido de “Tipos de Construcción” ha estado claramente orientado a edificios con base a marcos con vigas, columnas y sus conexiones.

La *Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings* (AISC, 1969) clasificó los “tipos de construcción” como Tipos 1, 2 o 3. La distinción básica entre estos tres tipos de construcción era la naturaleza de las conexiones de las vigas a las columnas. La construcción Tipo 1 incluía “marcos rígidos”, denominados ahora marcos resistentes a momento, con conexiones capaces de trasmitir momentos. La construcción Tipo 2 incluía “marcos simples” en los cuales no había transferencia de momentos entre vigas y columnas. La construcción Tipo 3 incluía los “marcos semi-rígidos”, que usaba conexiones parcialmente restringidas y estas eran permitidas si era posible predecir en forma confiable tanto la flexibilidad de la conexión como su capacidad de transferir momento.

La versión 1986 de *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 1986) cambió la designación de Tipo 1, 2 y 3 a la designación FR (Completamente Restringida) y PR (Parcialmente Restringida). En esta designación, el término “restringida” se refiere al grado de transferencia de momento y a la deformación asociada en las conexiones. La Especificación 1986 también usa la denominación “marco simple” para referirse a estructuras con “conexiones simples”, esto es, conexiones cuya capacidad de transferir momento es despreciable. En esencia, FR era equivalente a la construcción Tipo 1, “marcos simples” era equivalente a construcción Tipo 2, y PR era equivalente a la construcción Tipo 3.

La construcción Tipo 2 de las primeras especificaciones y los “marcos simples” de la Especificación 1986 tenían disposiciones adicionales que permitían que las cargas de viento fueran tomadas mediante uniones seleccionadas del marco, resistentes a momento, de manera que:

1. Las conexiones y miembros conectados tienen capacidad para resistir los momentos producto del viento;
2. Las vigas son adecuadas para tomar totalmente las cargas gravitacionales actuando como “vigas simples”; y
3. Las conexiones poseen una adecuada capacidad de rotación inelástica para evitar someter a sobretensiones a los conectores o soldaduras bajo combinación de cargas gravitacionales y de viento.

El concepto de “uniones para viento”, así como conexiones simples (para cargas gravitacionales) y de momento (para cargas de viento) fue propuesta por Surochnikoff (1950) y Disque (1964). El argumento básico afirma que las conexiones presentan alguna resistencia a momento, pero que la resistencia es lo suficientemente baja y que al estar sometidas a cargas de viento las conexiones desarrollarían importantes deformaciones inelásticas. Bajo cargas de viento cíclicas, la respuesta de la conexión parecería alcanzar una condición en la cual los momentos debido a cargas gravitacionales en la conexión serían muy pequeños. La propuesta postulaba que la resistencia elástica de las conexiones a momentos producto del viento permanecería al mismo nivel que la resistencia inicial, a pesar de que se sabe que muchas conexiones no exhiben respuesta lineal elástica inicial. Recomendaciones adicionales han sido presentadas por Geschwindner y Disque (2005). Investigaciones mas recientes han mostrado que el método de análisis directo de AISC, como el definido en *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 2005a) es el mejor enfoque para asegurar que todas las respuestas relevantes y sus efectos sean considerados. (White y Goverdhan, 2008).

La Sección B1 lleva el articulado de esta Especificación a una clase mas amplia de tipos de construcción. Ella reconoce que el sistema estructural es una combinación de miembros conectados de manera tal que la estructura puede responder de diferentes maneras para satisfacer objetivos de diseño diferentes cuando son sometidas a cargas diferentes. Aun en el articulado de edificios corrientes, se presenta una gran variedad en los detalles de diseño.

Esta Especificación considera su aplicabilidad primaria orientada a edificios de marcos, con cargas gravitacionales tomadas por vigas y cargas laterales tomadas por marcos de momento, marcos arriostrados o muros de corte. Sin embargo hay muchos edificios menos usuales para los cuales esta Especificación es también aplicable. La Especificación en lugar de intentar establecer un articulado con una exhaustiva clasificación de tipos de construcción, en la Sección B1 requiere que el diseño de miembros y sus conexiones sea consistente con el uso que se pretende dar a la estructura y las hipótesis hechas para su análisis.

B2. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Las cargas y combinaciones de cargas para esta Especificación serán definidas por la normativa de edificación aplicable. En ausencia de una normativa de edificación local, regional o nacional, las combinaciones de cargas y cargas nominales (por ejemplo, D, L, Lr, S, R, W y E) son las cargas especificadas en SEI/ASCE 7, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE 2010). Esta edición de SEI/ASCE 7 ha adoptado, las Disposiciones Sismorresistentes de NEHRP *Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures* (BSSC, 2009), de la misma manera que las AISC *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 2010b). Una discusión más detallada respecto de cargas, factores de carga y diseño sismorresistente, se encuentra en los comentarios de los documentos citados.

Esta Especificación está basada en estados límites de resistencia que se aplican al diseño del acero estructural en general. Esta especificación permite el diseño por resistencia usando ya sea diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), como la resistencia admisible de diseño (ASD). Debe notarse que los términos resistencia y tensión reflejan la adecuada propiedad de la sección que ha sido empleada en el cálculo del estado límite de resistencia disponible. En la mayoría de los casos, la Especificación usa resistencia en vez de esfuerzo en la verificación de seguridad. De todas formas, en todos los casos es tan solo cuestión de reescribir las disposiciones en función de los esfuerzos. La terminología usada para describir las combinaciones de carga en ASCE/SEI 7 es en cierta forma diferente a la usada en esta Especificación. La Sección 2.3 de ASCE/SEI 7 define Cargas Factoradas Combinadas según resistencia de diseño; estas combinaciones son aplicables en el diseño LRFD. La Sección 2.4 de ASCE/SEI 7 define Cargas Nominales Combinadas usando las tensiones de Diseño Admisibles; estas combinaciones son aplicables para diseño mediante ASD. Tanto las combinaciones de carga ASD y LRFD en la presente edición de ASCE/SEI 7 (ASCE, 2010) han sido modificadas de las de versiones anteriores de la misma forma que el enfoque sobre las cargas de viento.

Combinaciones de Cargas LRFD. Si se elige el método LRFD, los requisitos para las combinaciones de cargas se definen en la Sección 2.3 de SEI/ASCE 7.

Las combinaciones de cargas en la Sección 2.3 de SEI/ASCE 7 están basadas en una modelación probabilística moderna de las cargas y una investigación exhaustiva de las confiabilidades inherentes a las prácticas de diseño tradicional (Galambos et al., 1982; Ellingwood, et al., 1982). Estas combinaciones de cargas utilizan un “formato acción principal-acción acompañante”, el cual está basado en la noción que el máximo efecto combinado de las cargas ocurre cuando una de las cargas que varían en el tiempo alcanza su máximo valor (acción principal) mientras las otras cargas variables en el tiempo, alcanzan un valor en un instante cualquiera arbitrario (acciones acompañantes). La carga muerta, considerada una acción permanente es la misma para todas las combinaciones en las cuales los efectos de las cargas son aditivos. Investigaciones han demostrado que esta metodología de análisis de estructuras mediante combinaciones de cargas es consistente con la forma en que las cargas se combinan en los miembros y sistemas estructurales en los cuales los estados límite resistentes pueden ser determinados. Los factores de cargas reflejan incertidumbres en la magnitud de las cargas individuales y para efectos

de análisis las cargas se transforman en los efectos de las cargas. Las cargas nominales de SEI/ASCE 7 son sustancialmente mayores de los valores que alcanzan en un instante cualquiera arbitrario. La carga viva nominal, viento y nieve han estado asociadas históricamente con períodos de retorno medios de aproximadamente 50 años. Históricamente las cargas de viento han sido ajustadas por sobre esto con un factor de carga mayor en las ediciones anteriores para ajustarse a un periodo de retorno más extenso; en la edición 2010 de ASCE/SEI 7 el factor de carga es 1.0 y los mapas de velocidad del viento corresponden a periodos de retorno considerados apropiados para el diseño de cada tipo de ocupación (aproximadamente 700 años para ocupaciones comunes).

El periodo de retorno asociado con las cargas de terremoto ha sido históricamente mas complejo, y su enfoque ha sido revisado tanto en la versión 2003 como en la 2009 de NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (BSSC, 2003, 2009). En la edición 2009, adoptada como base para ASCE/SEI 7-10, las cargas por terremotos determinadas para la mayoría de los sitios intentan reproducir una máxima probabilidad de colapso uniforme de 1% en un periodo de 50 años mediante la integración de probabilidad de colapso (producto de la amplitud del peligro y una supuesta fragilidad estructural) considerando todos los periodos de retorno. En algunos lugares de regiones de alta actividad sísmica, donde eventos de alta intensidad ocurren frecuentemente, límites determinísticos del movimiento del suelo resultan en probabilidad de colapsos mayores. El comentario del Capítulo 1 de ASCE/SEI 7-10 entrega información de la máxima probabilidad de falla estructural considerada bajo terremotos y otras cargas.

Las combinaciones de cargas de SEI/ASCE 7, Sección 2.3, se aplica específicamente a casos en los cuales las acciones estructurales debido a fuerzas laterales y las cargas gravitatorias contractúan entre sí, y la carga muerta estabiliza la estructura, se incorpora un factor de carga sobre la carga muerta de 0.9.

Combinaciones de Cargas ASD. Si se elije el método ASD, las combinaciones de cargas se definen en la Sección 2.4 de ASCE/SEI 7.

Las combinaciones de carga en la Sección 2.4 de SEI/ASCE 7 para el método ASD son similares a aquellas usadas tradicionalmente en el diseño en tensiones admisibles. En el método ASD, la seguridad se consigue mediante un factor de seguridad, Ω , y los valores nominales de las cargas en las combinaciones básicas que involucran cargas gravitacionales, presión de tierra o presiones por fluidos no son afectados por factores de carga. La reducción en las combinaciones de los efectos de las cargas que varían en el tiempo, en las combinaciones relacionadas con cargas de viento o por terremoto se consigue mediante el factor de combinación 0,75. Este factor de combinación viene de la edición 1972 del estándar ANSI A58.1, antecesor de SEI/ASCE 7. Hay que notar que en SEI/ASCE 7, el factor 0,75 aplica solo a las combinaciones de cargas variables; es ilógico reducir la carga muerta pues está siempre presente y no fluctúa en el tiempo. Nótese además que ciertas combinaciones de carga ASD pueden resultar en resistencias requeridas mayores a su respectiva combinación de carga LRFD. Para combinaciones de carga que aplican específicamente a casos en que las acciones estructurales debidas a fuerzas laterales y cargas gravitacionales se contraponen, cuando la carga muerta estabiliza la estructura, se incorpora un factor de carga a de 0,6 a la carga muerta. Esto elimina un defecto en el

tratamiento tradicional de cargas que actúan en sentido contrario usado en diseño basado en tensiones admisibles y pone énfasis en la importancia de verificar la estabilidad. El efecto de la carga sísmica en las combinaciones respectivas es multiplicado por 0,7 para alinear el diseño en base a resistencias admisibles en el caso sísmico con la definición de E de SEI/ASCE 7, basada en principios de resistencia.

Las combinaciones de cargas en las Secciones 2.3 y 2.4 de SEI/ASCE 7 se aplican solo al diseño para estados límites resistentes. Ellos no consideran errores groseros o negligencia. Las cargas y las combinaciones de carga de estructuras diferentes a edificios deberán estar definidas en ASCE/SEI 7 u otra normativa o prácticas de la industria.

B3. BASES DE DISEÑO

El Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD) son métodos distintos. De acuerdo con esta Especificación, ambos métodos son igualmente aceptables, pero las disposiciones respectivas no son idénticas, en consecuencia no pueden considerarse intercambiables. La combinación indiscriminada de ambos métodos puede conducir en un desempeño impredecible o a un diseño inseguro. Entonces, los métodos LRFD y ASD están especificados como alternativos. Hay, sin embargo, circunstancias en las cuales los dos métodos pueden ser usados en el diseño, la modificación o renovación de un sistema estructural sin conflicto, tal como la modificación de una estructura de piso de una edificación antigua una vez terminados los planos de la obra como fue realmente construida (*as built*).

1. Resistencia Requerida

Esta Especificación permite el análisis estructural elástico, inelástico o plástico. Generalmente, el diseño se realiza mediante un análisis elástico. Las disposiciones para el análisis inelástico o plástico se presentan en el Anexo 1. La resistencia requerida se determina mediante métodos apropiados de análisis estructural.

En algunas circunstancias, como cuando se dimensiona arriostramientos a los cuales no se les ha calculado la solicitud, pero que deben ser incluidos por razones de estabilidad (ver, por ejemplo, Anexo 6), la resistencia requerida se establece explícitamente en esta Especificación.

2. Estados Límites

Un estado límite es una condición en la cual el sistema estructural o sus componentes no cumplen con el propósito de diseño, (estado límite de servicio), o han alcanzado su capacidad última de soporte de carga (estado límite de resistencia). Los estados límites pueden ser determinados por requisitos funcionales, tal como la deriva o máximo desplazamiento lateral relativo; ellos pueden estar relacionados al comportamiento estructural, tales como la formación de rótulas plásticas o mecanismos; o bien ellos pueden representar el colapso de toda la estructura o parte de ella, tal como inestabilidad o ruptura. Las disposiciones de diseño en la Especificación aseguran que la probabilidad de exceder un estado límite resulta aceptablemente pequeña, cuando se aplica las combinaciones con los factores de carga, resistencia o factores de seguridad, con las cargas y resistencias nominales consistentes con las hipótesis de diseño.

Dos tipos de estados límites se aplican a las estructuras: (1) estados límites resistentes que definen la estabilidad contra fallas locales o globales que pueden ocurrir durante la vida útil esperada de la estructura, y (2) estados límites de servicio que definen los requisitos funcionales. Esta Especificación, al igual que otras especificaciones de diseño estructural, se enfoca básicamente en los estados límites resistentes debido a las demandantes consideraciones de seguridad pública. Esto no significa que los estados límites de servicio (ver Capítulo L) carezcan de importancia para el ingeniero estructural, el cual debe suministrar desempeño funcional y economía de diseño. Sin embargo, las consideraciones de servicio permiten un mayor ejercicio del juicio de parte del ingeniero.

Los estados límites resistentes varían de miembro en miembro y varios estados límites pueden aplicarse a un miembro dado. Los siguientes estados límites resistentes son los más comunes: fluencia, pandeo y ruptura. Los estados límites de servicio más comunes incluyen: deformaciones elásticas o derivas de piso y vibraciones.

Las disposiciones de integridad estructural que establecen requisitos mínimos para conectividad han sido introducidas en varios códigos de edificación. El propósito de estas disposiciones es el entregar una estructura lo suficientemente robusta de tal manera que esta soporte un evento extraordinario. Los requisitos son de una naturaleza prescriptiva, en la eventualidad que las fuerzas generadas por estos eventos extraordinarios, no definidos, puedan superar a las cargas nominales mínimas estipuladas por el código de edificación. A menos que el código de edificación aplicable lo prohíba específicamente, está permitido usar la respuesta totalmente dúctil del acero en carga-deformación (esfuerzo deformación) para calcular la capacidad nominal, de manera de satisfacer los requisitos de resistencia nominal prescritos para integridad estructural.

El criterio de desempeño para integridad estructural es diferente de la metodología tradicional de diseño donde los estados límites de resistencia y de servicio, tales como deformación límite o el límite de fluencia, a menudo controlan el diseño de conexiones. De acuerdo con esto, la Sección B3.2 establece que la revisión de estados límite para cargas y combinaciones de carga tradicionales que involucran deformaciones límite o fluencia de los componentes de conexiones no son necesarios para asegurar integridad estructural. Entonces, como ejemplo de estas disposiciones, esta sección elimina las limitaciones de fluencia inelástica de ángulos dobles en una conexión de vigas pues estas tienden a enderezarse cuando son sujetas a una tracción axial elevada o a una deformación substancial de los agujeros de los pernos que puede ser restringida en el diseño tradicional de conexiones.

Además, esta sección permite el uso de ranuras cortas paralelas a la dirección de la fuerza de tracción especificada sin recurrir a los requisitos de deslizamiento crítico, lo que es contrario al diseño de conexiones tradicional, dado que el movimiento del perno en la ranura durante un evento extraordinario no afecta el desempeño a nivel global. En este caso, los pernos son considerados ubicados en el borde crítico de la ranura para todos los estados límite aplicables.

El diseño de conexiones de corte de una plancha que cumpla con los requisitos de integridad estructural es discutido en Geschwindner y Gustafson (2010).

3. Diseño por Resistencia Usando Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

El diseño por resistencia mediante LRFD se realiza de acuerdo con la ecuación B3-1, R_u representa la resistencia requerida determinada mediante análisis estructural basado en las cargas estipuladas en SEI/ASCE 7 (ASCE, 2010), Sección 2.3 (o sus equivalentes), mientras el lado derecho, ϕR_n representa la resistencia límite estructural, o resistencia de diseño, proporcionada por el miembro.

En esta especificación, el factor de resistencia ϕ es menor o igual que 1. Cuando se compara con la resistencia nominal, R_n calculada de acuerdo con los métodos dados en los Capítulos D a K, un valor menor a 1, toma en cuenta imprecisiones de la teoría y variaciones en las propiedades mecánicas y dimensiones de los miembros y marcos. Para estados límites en los cuales $\phi = 1,0$, la resistencia nominal se considera suficientemente conservadora, cuando al compararla con la resistencia real no se requiere una reducción adicional.

Las disposiciones LRFD están basadas en: (1) modelos probabilísticos de cargas y resistencias, (2) una calibración de las disposiciones LRFD respecto de la Especificación ASD 1978 para algunos miembros seleccionados; y (3) la evaluación de las disposiciones resultantes mediante el juicio y la experiencia pasada, complementada con estudios comparativos de estructuras representativas realizados por oficinas de diseño.

En las bases probabilísticas del método LRFD (Ravindra y Galambos, 1978; Ellingwood y otros, 1982), los efectos de las cargas Q y las Resistencias R se modelan como variables aleatorias estadísticamente independientes. La figura C-B3.1, muestra las distribuciones de las frecuencias relativas para Q y R como curvas independientes en un gráfico común para un caso hipotético. En la medida que la resistencia R es mayor que (a la derecha de) los efectos de las cargas Q , ese particular estado límite presenta un margen de seguridad. Sin embargo, debido a que Q y R son variables aleatorias, existe una pequeña probabilidad que R sea inferior a Q , en otras palabras $R < Q$. La probabilidad de este estado límite está relacionada al grado de traslape de las curvas de distribución de frecuencias en la Figura C-B3.1, lo cual depende de la ubicación relativa (R_m versus Q_m) y de sus respectivas dispersiones.

La probabilidad que R sea menor que Q depende de la forma de las distribuciones de cada una de las muchas variables (materiales, cargas, etc.) eso determina la resistencia y el efecto total de las cargas. A menudo, de las muchas variables involucradas en la derivación de R y Q , solo es posible estimar las medias y desviaciones estándar o los coeficientes de variación. Sin embargo esta información es suficiente para construir una disposición de diseño aproximada que es independiente del conocimiento de estas distribuciones, si se estipula la siguiente condición de diseño:

$$\beta \sqrt{V_R^2 + V_Q^2} \leq \ln(R_m/Q_m) \quad (\text{C-B3.-1})$$

Donde:

R_m = valor medio de resistencia R

Q_m = valor medio del efecto de carga Q

V_R = coeficiente de variación de la resistencia

V_Q = coeficiente de variación del efecto de carga Q

Para los miembros estructurales y las cargas usuales, R_m y Q_m , y los coeficientes de variación, V_R y V_Q pueden ser estimados, de manera que el cálculo de:

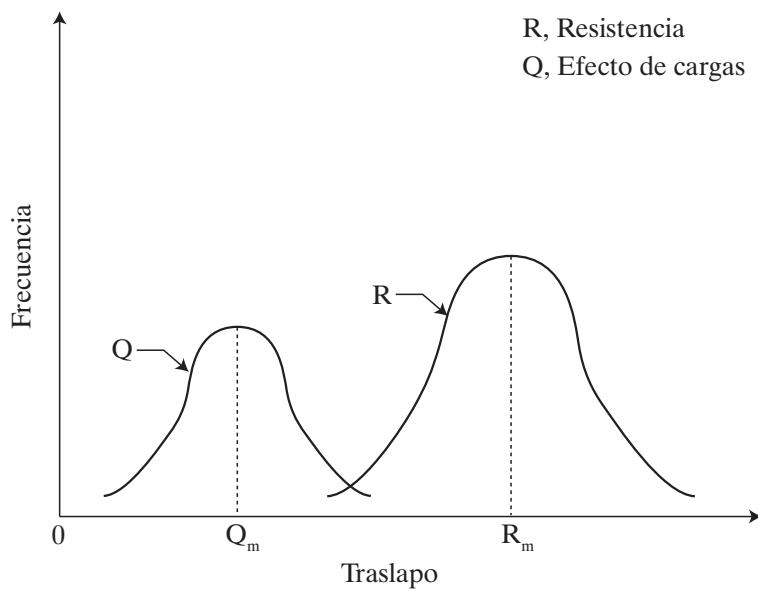
$$\beta = \frac{\ln(R_m/Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (\text{C-B3.-2})$$

dará un valor comparativo de la medida de la confiabilidad de una estructura o componente. El parámetro β , se le denomina el índice de “seguridad” o de “confiabilidad”.

Extensiones para la determinación de β en la Ecuación C-B3.-2 que permite acomodar información probabilística adicional y situaciones de diseño más complejas son descritas por Ellingwood y otros (1982) y han sido usadas en el desarrollo de combinaciones de cargas recomendadas en SEI/ASCE 7.

Los estudios originales de las propiedades estadísticas (valores medios y coeficientes de variación) usados para desarrollar las disposiciones LRFD para las propiedades básicas de los materiales y para vigas de acero, columnas, vigas compuestas, vigas fabricadas, vigas columnas y elementos de conexión se presentan en una serie de ocho artículos en el volumen de Septiembre de 1978 del *Journal of the Structural Division, ASCE* (vol. 104, ST9). Las correspondientes estadísticas de cargas son presentadas en Galambos y otros (1982).

FIGURA C-B3.1.
Distribución de frecuencias del efecto de cargas Q y resistencia R



Los valores de β determinados de acuerdo con las estadísticas mencionadas, incorporados en la Especificación del año 1978 (AISC, 1978), fueron evaluados bajo diferentes condiciones de carga (carga viva/carga muerta, viento/carga muerta, etc.) y para varias áreas tributarias típicas en diferentes miembros (vigas, columnas, vigas-columnas, componentes estructurales, etc.). Como era de esperarse, se encontró una considerable va-

riación en el rango de valores de β . Por ejemplo, en el caso de vigas laminadas compactas (flexión) y en miembros en tracción (fluencia) los valores disminuían desde 3,1 para $L/D=0,5$ hasta 2,4 para $L/D=4$. Esta disminución es el resultado que el método ASD aplica el mismo factor a la carga muerta, que es relativamente fácil de predecir, que a la carga viva, de mayor variabilidad. Para conexiones con pernos o soldadas, β era del orden de 4 a 5.

La variación de β inherente al método ASD se reduce sustancialmente en el método LRFD al especificar varios valores de β y luego seleccionar los factores de carga y resistencia que satisfagan dichos objetivos. El Comité de Especificaciones decidió calibrar el método LRFD respecto del método ASD para $L/D=3,0$ para vigas compactas en flexión, restringidas al volcamiento y para miembros en tracción controlados por el estado límite de fluencia. El factor de resistencia, ϕ es, para estos estados límites 0,90, lo que implica que β es aproximadamente 2,6 para miembros y 4,0 para conexiones. El mayor valor de β para conexiones refleja el hecho, que en el diseño de conexiones, se espera que estas sean más fuertes que los miembros que conectan. Los estados límites en el caso de otros miembros fueron manejados de manera similar.

Las bases de datos de resistencias de los aceros usadas en ediciones previas de la Especificación LRFD estaban basadas esencialmente en trabajos realizados antes de 1970. Un estudio reciente acerca de las propiedades de perfiles estructurales (Bartlett, Dexter, Graeser, Jelinek, Schmidt y Galambos, 2003) señala que en los últimos 15 años se han producido cambios en los métodos de producción de acero y de productos de acero. El estudio concluye que las características de los nuevos productos de acero no advierten cambios en los valores de ϕ .

4. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD)

El método ASD se presenta en esta especificación como alternativa al método LRFD para aquellos ingenieros que prefieren usar las combinaciones de carga de acuerdo con el formato ASD tradicional de tensiones admisibles. La denominación “resistencia admisible” ha sido introducida para enfatizar que las ecuaciones básicas de la mecánica estructural que sustenta las disposiciones son las mismas en los métodos ASD y LRFD.

Tradicionalmente el método ASD se basa en el concepto de que el máximo esfuerzo en los componentes no deben exceder un esfuerzo admisible especificado bajo condiciones de servicio normales. Los efectos de carga son determinados en la base de un análisis elástico de la estructura, mientras los esfuerzos admisibles corresponden al esfuerzo límite (en fluencia, inestabilidad, ruptura, etc.) dividido por un factor de seguridad. La magnitud del factor de seguridad y el esfuerzo admisible resultante depende del estado límite particular que gobierna, en el cual su diseño produzca un cierto margen de seguridad. Para elementos individuales, pueden existir distintos esfuerzos admisibles que deban ser determinados.

El factor de seguridad en las disposiciones ASD tradicionales era función tanto del material como del componente a diseñar. Puede haber sido influenciado por factores como el largo del miembro, su comportamiento, el tipo de carga y la calidad de la mano de obra prevista. Los factores de seguridad tradicionales están basados solamente en la

experiencia y han permanecido sin modificación por aproximadamente 50 años. Aunque las estructuras diseñadas mediante el método ASD se han comportado adecuadamente en el pasado, el nivel real de seguridad que tienen es desconocido. Este fue el primer inconveniente de la metodología ASD tradicional. Una ilustración del desempeño típico es presentada por Bjorhovde (1978), donde son examinados los factores de seguridad real frente al análisis teórico.

El diseño por resistencia se realiza de acuerdo con la ecuación B3-2. El método ASD presentado en la Especificación reconoce que los modos de falla que controlan el diseño, son los mismos para estructuras diseñadas mediante ASD o LRFD. De esta manera la resistencia nominal que es la base de la formulación LRFD es la misma resistencia nominal que sustenta la formulación ASD. Cuando se considera la resistencia disponible, la única diferencia entre ambos métodos es el factor de resistencia ϕ del método LRFD y el factor de seguridad Ω del método ASD.

Al desarrollar valores apropiados de Ω para ser usados en esta Especificación, el propósito fue garantizar niveles similares de seguridad y confiabilidad para los dos métodos. Se relacionó directamente el factor de resistencia y el factor de seguridad de uno y otro método. Como se mencionó anteriormente, la Especificación LRFD original fue calibrada respecto de la Especificación ASD 1978 para la razón carga viva/carga muerta de 3. Así, al igualar el diseño de acuerdo con ambos métodos para la razón carga viva/carga muerta de 3, puede determinarse una relación entre ϕ y Ω . Usando la combinación carga viva más carga muerta, con $L=3D$, se obtiene:

Para diseño de acuerdo con Sección B3.3 (LRFD):

$$\phi R_n = 1.2D + 1.6L = 1.2D + 1.6(3D) = 6D \quad (\text{C-B3-3})$$

$$R_n = \frac{6D}{\phi}$$

Para diseño de acuerdo con Sección B3.4 (ASD):

$$\frac{R_n}{\Omega} = D + L = D + 3D = 4D \quad (\text{C-B3-4})$$

$$R_n = \Omega (4D)$$

Igualando R_n de ambas formulaciones y resolviendo para Ω resulta:

$$\Omega = \frac{6D}{\phi} \left(\frac{1}{4D} \right) = \frac{1.5}{\phi} \quad (\text{C-B3-5})$$

A lo largo de la Especificación, los valores de Ω son obtenidos de los valores de ϕ mediante la ecuación C-B3-5.

5. Diseño por Estabilidad

La Sección B3.5 muestra la nomenclatura a usar en el Capítulo C, Diseño por Estabilidad.

6. Diseño de Conexiones

La Sección B3.6 muestra la nomenclatura a usar en el Capítulo J y en el Capítulo K en el diseño de conexiones. El Capítulo J cubre el dimensionamiento de los elementos que conforman la conexión (ángulos, soldadura, pernos, etc.) cuando los efectos de carga en la conexión son conocidos. La Sección B3.6 establece que las hipótesis asociadas con el análisis estructural deben ser consistentes con las condiciones usadas en el Capítulo J para dimensionar los elementos de la conexión.

En muchas situaciones, no es necesario incluir los elementos de conexión en el análisis del sistema estructural. Por ejemplo las conexiones simples y FR pueden ser idealizadas, para efectos de análisis, como rotuladas o fijas respectivamente. Una vez que el análisis ha sido completado las deformaciones o fuerzas calculadas en las uniones pueden ser usadas para dimensionar los elementos de la conexión. La clasificación de conexión FR (completamente restringida) y conexión simple significa, para justificar las idealizaciones del análisis con la disposición que, si se supone que la conexión es FR, entonces la conexión real debe satisfacer las condiciones de FR. En otras palabras, debe poseer una adecuada rigidez y resistencia, tal como se describe en las disposiciones y se discute mas adelante.

En ciertos casos la deformación de los elementos de la conexión afecta la forma como la estructura resiste las cargas y en esos casos las conexiones deben ser incluidas en el análisis del sistema estructural. Estas conexiones se denominan conexiones a momento parcialmente restringidas (PR). En este caso de conexiones PR, es necesario estimar la flexibilidad de la conexión e incluirla en el análisis estructural, tal como se describe en las siguientes secciones. Una vez que el análisis está terminado los efectos de las cargas y deformaciones calculados para la conexión pueden ser usados para verificar si los elementos de la conexión son apropiados.

Para conexiones simples y FR, las proporciones de la conexión se establecen después que el análisis final del diseño estructural está terminado, lo que simplifica notablemente el ciclo de diseño. En el diseño de conexiones PR (por ejemplo la selección de los miembros), la situación es diferente pues la iteración del proceso es inherente a él, debido a que es necesario en la fase inicial suponer una conexión de proporciones dadas y a partir de ella establecer las características fuerza-deformación necesarias para realizar el análisis de la estructura. Las características de desempeño de estructuras sometidas a ciclos de carga durante su vida útil durante la vida útil deben ser consideradas. Lo adecuado de las proporciones supuestas de los elementos de la conexión, pueden ser verificadas una vez que se tenga los resultados del análisis estructural. Cuando los elementos de la conexión no son adecuados, los valores deben ser revisados y el análisis estructural repetido. Los beneficios potenciales de usar conexiones PR para varios tipos de marcos han sido extensivamente discutidos en la literatura.

Clasificación de las Conexiones. La suposición básica hecha en la clasificación de las conexiones es que las características de comportamiento más importante de la conexión pueden ser modeladas por una curva momento-rotación ($M-\theta$). La figura C-B3.2 muestra una curva $M-\theta$ típica. La curva momento-rotación tiene implícito en la definición de la conexión, que esta es una zona de la columna y de la viga, además de los elementos

conectantes. La respuesta de la conexión queda así definida de esta manera, pues la rotación del miembro, obtenida de un ensayo mecánico, se mide generalmente sobre una longitud que incorpora, no solo, las contribuciones de los elementos conectantes, sino también los extremos de los miembros conectados en la zona panel de la columna. Ejemplos de clasificación de las conexiones se presentan en Bjorhovde et al (1990) y en el Eurocode 3 (1992). Estas clasificaciones toman en cuenta la rigidez, la resistencia y la ductilidad de la conexión.

Rigidez de la Conexión. Debido a que la conexión manifiesta un comportamiento no lineal incluso a bajos niveles momento-rotación, la rigidez inicial de la conexión K_i (mostrada en la figura C-B3.2) no caracteriza adecuadamente la respuesta de la conexión a niveles de servicio. Además, muchos tipos de conexiones no exhiben una rigidez inicial confiable, o existe solo en un rango muy pequeño momento-rotación. La rigidez secante K_s a nivel de cargas de servicio, se suele tomar como una propiedad índice de la rigidez de la conexión. Específicamente,

$$K_s = M_s / \theta_s \quad (\text{C-B3-6})$$

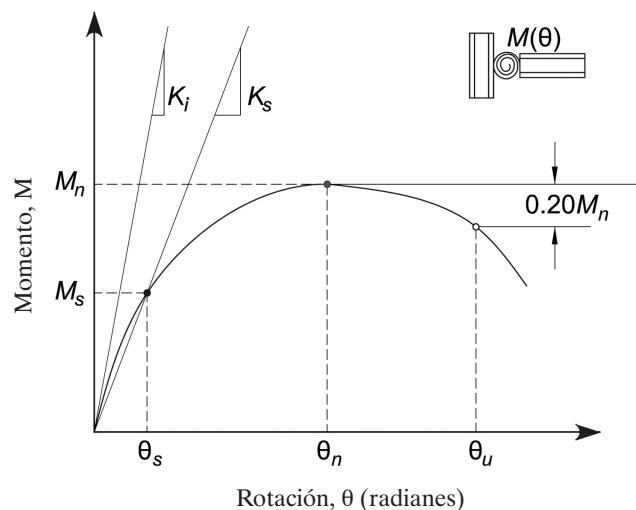
donde:

M_s = momento a nivel de cargas de servicio, kgf/cm² (N-mm)

θ_s = rotación a nivel de cargas de servicio, rad

En la discusión a continuación, L y EI son el largo y la rigidez a flexión de la viga, respectivamente.

FIGURA C-B3.2
Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad de las curvas de respuesta momento-rotación de conexiones parcialmente restringidas



Si $K_s L/EI \geq 120$, entonces es aceptable considerar la conexión completamente restringida (en otras palabras, capaz de mantener los ángulos entre los miembros). Si $K_s L/EI \leq 2$, entonces es aceptable considerar la conexión como simple (en otras palabras, rota sin desarrollar momento). Las conexiones cuyas rigideces están entre estos dos límites son parcialmente restringidas y la rigidez, resistencia y ductilidad de la conexión debe ser considerada en el diseño (León, 1994). Ejemplos de curvas de respuesta de conexiones FR, PR y simples se muestran en la Figura –B3.3. El punto señalado como ϕ_s refleja el nivel de carga de servicio para la conexión ejemplo y consecuentemente la rigidez secante para dicha conexión.

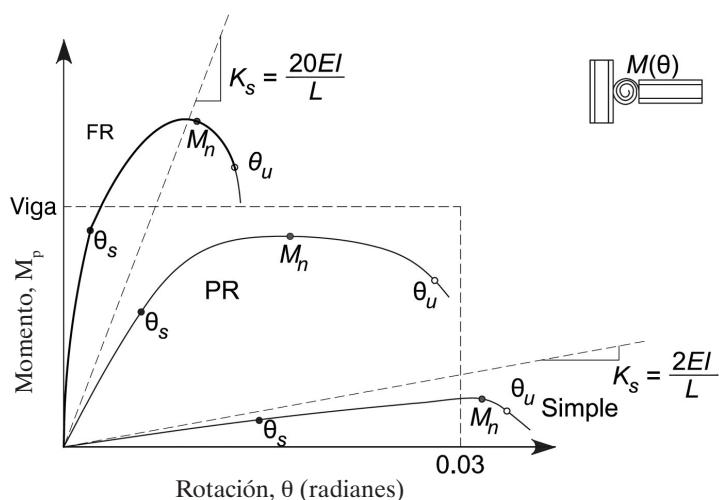
Resistencia de la Conexión. La resistencia de una conexión es el momento máximo M_n que es capaz de admitir, tal como se muestra en la Figura C–B3.2. La resistencia de una conexión puede ser determinada sobre la base de un modelo del estado límite último de la conexión o mediante un ensayo de laboratorio. En el caso que la curva momento-curvatura no exhiba una carga máxima, la resistencia puede ser tomada como el momento correspondiente a una rotación de 0,02 radianes (Hsiehn y Deierlein, 1991; León, Hoffman y Staeger, 1996).

Es también útil, definir un límite inferior a la resistencia, bajo el cual la conexión puede ser tratada como conexión simple. Las conexiones que transmiten menos del 20% del momento plástico de la viga a una rotación de 0,02 radianes puede ser considerada, para efectos de diseño, que no presenta resistencia a flexión. Sin embargo, debería reconocerse que la resistencia adicional aportada por muchas conexiones débiles puede ser importante en relación a la resistencia aportada por unas pocas conexiones fuertes (FEMA, 1997).

En la Figura C–B3.3, el punto M_n , indica la resistencia máxima asociada a una rotación ϕ_n . El círculo ϕ_u representa la máxima capacidad de rotación. Es preciso notar que es posible que una conexión FR tenga una resistencia inferior a la resistencia de la viga. También es posible que una conexión PR alcance una resistencia mayor que la resistencia de la viga.

FIGURA C-B3.2

Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad de las curvas de respuesta momento-rotación de conexiones parcialmente restringidas



La resistencia de la conexión debe ser adecuada para resistir las demandas de momento que involucran las cargas de diseño.

Ductilidad de la Conexión. Si la resistencia de la conexión excede sustancialmente el momento plástico de la viga, la ductilidad del sistema estructural es controlada por la viga y la conexión puede ser considerada elástica. Si la resistencia de la conexión solo excede marginalmente el momento plástico de la viga, entonces la conexión puede experimentar importantes deformaciones inelásticas antes que la viga desarrolle toda su resistencia.

Cuando la resistencia de la viga excede la resistencia de la conexión, las deformaciones se concentran en la conexión. La demanda de ductilidad de la conexión dependerá de cada aplicación particular. Por ejemplo, la demanda de ductilidad para un marco arriostrado en una zona no sísmica será normalmente menor que la demanda de ductilidad en una zona sísmica. Las demandas de ductilidad de rotación para diseño sísmico, depende del sistema estructural (AISC, 2010b).

La capacidad de rotación, ϕ_u , se puede definir a partir de la Figura C-B3.2, como la rotación de la conexión en el punto donde: (a) el momento resistente de la conexión ha caído a 0,80M_n o (b) la conexión se ha deformado más de 0,03 radianes. El segundo criterio se aplica a conexiones que pueden alcanzar deformaciones importantes, sin degradación de resistencia. No es prudente confiar en estas grandes rotaciones en el diseño.

La capacidad de rotación, ϕ_u , debería ser comparada con la rotación requerida en el estado límite resistente, determinada mediante un análisis que tome en cuenta el comportamiento no lineal de la conexión. (Notar que para el diseño de acuerdo con el método ASD, la rotación requerida en el estado límite resistente debería determinarse mediante análisis que amplifiquen 1,6 veces las combinaciones de cargas ASD). En ausencia de un análisis mas preciso, se considera adecuada una capacidad de rotación de 0,03 radianes. Esta rotación es igual a la capacidad de rotación mínima especificada en las disposiciones sismorresistentes, para una unión viga-columna, de marcos especiales (AISC, 2002). Muchas conexiones del tipo PR, tales como las de ángulos de cabeza y de asiento, satisfacen este criterio.

Análisis Estructural y Diseño. Cuando una conexión clasifica como PR, las características relevantes en la respuesta de la conexión deben ser incluidas en el análisis de la estructura para determinar las fuerzas en la conexión y en los miembros. En consecuencia, las conexiones PR, requieren, primero, que las características momento-rotación de la conexión sean conocidas, y segundo, que estas características sean incorporadas en el análisis y diseño de los miembros.

Curvas típicas momento rotación para diferentes conexiones PR se encuentran disponibles en diversas bases de datos [por ejemplo, Goverdhan (1983); Ang y Morris (1984); Nethercot (1985); y Kishi y Chen (1986)]. Especial cuidado debe prestarse cuando se utiliza curvas momento-rotación tabuladas, que no pueden ser extrapoladas a tamaños o condiciones diferentes de las condiciones usadas para desarrollar la base de datos, pues los modos de falla que controlan pueden ser diferentes (ASCE Task Committee on Effective Length, 1997). Cuando las conexiones a modelar no caen en el rango de las bases de datos, es posible determinar las características de la respuesta mediante ensayos, mediante modelos sencillos de componentes, o mediante estudios de elementos

finitos (FEMA, 1995). Ejemplos de procedimientos para modelar el comportamiento de conexiones se encuentran en la literatura (Bjorhovde, Brozzetti y Colson, 1998; Chen y Lui, 1991; Bjorhovde, Colson, Haaijer, y Stark, 1992; Lorenz y otros, 1993; Chen y Toma, 1994; Chen, Goto, y Liew; 1995; Bjorhovde, Colson y Zandonini, 1996; León, Hoffman y Staeger, 1996; León y Easterling, 2002; Bijlaard y otros, 2005; Bjorhovde y otros, 2008).

El grado de refinamiento del análisis depende del problema a resolver. Usualmente, el diseño de construcciones con conexiones de tipo PR requiere un análisis para el estado límite de servicio y otro análisis para el estado límite resistente. En el primer caso es suficiente usar resortes lineales con rigideces dadas por K_s (ver Figura C-B3.2), si la resistencia demandada a la conexión está bastante por debajo la capacidad resistente de la conexión. Cuando se aplica las combinaciones de carga de los estados límites resistentes, se necesita un procedimiento mas cuidadoso, de manera que las propiedades supuestas en el análisis sean consistentes con las propiedades de respuesta de la conexión. El comportamiento es no lineal y los momentos aplicados son cercanos a la resistencia de la conexión. En especial, es necesario considerar la no linealidad de la conexión debido a los momentos de segundo orden y otras verificaciones de la estabilidad. (ASCE Task Committee on Effective Length, 1997).

7. Redistribución de Momentos en Vigas

Una viga que sea confiablemente restringida en uno o en ambos extremos (ya sea conectada a otros miembros o por soportes) tendrá una reserva de capacidad mas allá de la fluencia en el punto con el mayor momento predicho por el análisis elástico. La mayor capacidad es el resultado de la redistribución inelástica de momentos. Esta Especificación basa el diseño de los miembros disponiendo un momento resistente mayor al demandado, representado por un valor mayor al que predice el análisis elástico. Esto ignora la reserva de capacidad asociada con la redistribución inelástica. El 10% de reducción del mayor momento predicho por el análisis elástico (con un correspondiente incremento de un 10% en el momento en el lado opuesto de él diafragma de momento) es un intento para cuantificar aproximadamente la reserva de capacidad.

Este ajuste es apropiado solo para los casos donde la redistribución inelástica de momentos es posible. Para vigas estáticamente determinadas (ej. Vigas simplemente apoyadas en ambos extremos o en voladizos) la redistribución no es posible. Entonces este ajuste no es admisible para todos los casos. Miembros con bordes fijos o vigas continuas sobre un soporte pueden proveer una distribución de momentos. Secciones que no son capaces de acomodar una rotación inelástica asociada con la redistribución (ej. por pandeo local) no admiten dicha redistribución. De acuerdo con esto, solo secciones compactas califican para la redistribución de momentos en esta Especificación.

Un análisis inelástico cuantifica automáticamente cualquier redistribución de momentos. Por esta razón la redistribución de momentos mencionada solo es aplicable para momentos obtenidos mediante un análisis elástico.

La regla de un 10% de reducción se aplica solo a vigas. La redistribución inelástica es posible en estructuras más complicadas, pero la cantidad de un 10% hasta este momento solo ha sido verificada en vigas. Para otras estructuras, las disposiciones del Apéndice 1 podrán ser empleadas.

8. Diafragmas y Colectores

Esta sección entrega lenguaje adecuado para el diseño de componentes de acero estructural (miembros y sus conexiones) de diafragmas y sistemas de colectores.

Los diafragmas transfieren cargas laterales que actúan en su plano al sistema resistente a cargas laterales. Elementos que actúan típicamente como diafragmas en edificios son los sistemas de piso y de techo, los que acumulan fuerzas laterales debidas a gravedad, viento y/o cargas sísmicas y distribuyen estas fuerzas a los elementos individuales (marcos arriostrados, marcos de momento, muros de corte, etc.) del sistema vertical resistente a carga lateral de un edificio. Colectores (también conocidos como puntales de arrastre) son a menudo usados para recolectar y entregar fuerzas del diafragma al sistema resistente a cargas laterales.

Los diafragmas se clasifican en tres categorías: rígidos, semirrígidos y flexibles. Los diafragmas rígidos distribuyen las fuerzas en el plano al sistema resistente a cargas laterales con una deformación despreciable en el plano del diafragma. Un diafragma rígido puede suponerse que distribuye las cargas laterales en proporción a las rigideces relativas de los elementos individuales del sistema resistente a cargas laterales. Un diafragma semirrígido distribuye las cargas laterales en proporción a las rigideces en el plano del diafragma y las rigideces relativas de los elementos individuales del sistema resistente a cargas laterales. La rigidez en el plano de un diafragma flexible es despreciable comparada con la rigidez del sistema resistente a cargas laterales, y, por lo tanto, la distribución de las cargas laterales es independiente de las rigideces relativas de los elementos individuales del sistema resistente a cargas laterales. En este caso, la distribución de cargas laterales deberá ser determinada en forma análoga a una serie de vigas simples ubicadas entre los elementos del sistema resistente a cargas laterales.

Los diafragmas deberán ser diseñados para corte, momento y fuerza axial resultante de las cargas de diseño. La respuesta del diafragmas puede ser considerada análoga a la de una viga alta donde las alas (también referidos como puntales del diafragma) desarrollan fuerzas de tracción y de compresión el alma resiste el corte. Los elementos componentes del diafragma necesitan tener una resistencia y una capacidad de deformación consistente con los supuestos y el comportamiento esperado.

9. Diseño para Condiciones de Servicio

La Sección B3.9 muestra la nomenclatura a usar en el Capítulo L, Diseño para el Estado Límite de Servicio.

10. Diseño para Acumulación de Agua

Este punto de la Especificación se refiere a la retención de agua debida solamente a la deformación de los marcos que sustentan techos planos. La cantidad de agua dependerá de la flexibilidad del marco. La falta de rigidez de los marcos puede originar que el peso del agua acumulada produzca el colapso del techo. El problema puede llegar a ser catastrófico cuando la mayor cantidad de agua aumenta la deflexión y esta incrementa la capacidad de acumulación hasta producir el colapso del techo. El Anexo 2, presenta disposiciones detalladas para determinar la estabilidad y resistencia de la estructura cuando se produce acumulación de agua.

11. Diseño para Fatiga

La Sección B3.11 muestra la nomenclatura a usar en el Anexo 3, Diseño para Fatiga.

12. Diseño para Condiciones de Incendio

La Sección B3.12 muestra la nomenclatura a usar en el Anexo 4, Diseño Estructural para Condiciones de Incendio. Los Ensayos de Calificación son una alternativa aceptable para diseñar mediante un análisis que provea resistencia al fuego. Los ensayos de calificación son tratados en ASCE/SFPE Standard 29 (ASCE, 2008), ASTM Standard E119 (ASTM, 2009d) y documentos similares.

13. Diseño para Efectos de la Corrosión

Las condiciones ambientales pueden deteriorar los miembros de acero. Este deterioro puede manifestarse como corrosión externa, visible a la inspección o cambios que reducen la resistencia pero que no se pueden detectar. El diseñador debería ser capaz de reconocer estos problemas, ya sea incluyendo factores de tolerancia debido al daño que provoca la corrosión en el diseño o especificando sistemas de protección adecuados (por ejemplo pinturas de recubrimientos, protección catódica) y/o planificando programas de mantenimiento que eviten que el problema ocurra.

En el caso de secciones HSS, es difícil, inspeccionar la zona interna, debido a ello ha habido una preocupación especial en el caso de estas secciones. Sin embargo una buena práctica de diseño, puedes eliminar el problema y con él la necesidad de dar una protección demasiado cara. La corrosión ocurre en presencia de oxígeno y agua. De esta manera en un edificio cerrado, es improbable que haya suficiente renovación de humedad como para causar una corrosión severa. En consecuencia, la protección contra la corrosión interior en secciones HSS se puede controlar evitando la exposición al agua.

Cuando se sellan las secciones HSS, la corrosión no puede progresar más allá, del punto en el cual el oxígeno o la humedad necesaria para que la oxidación química ocurra se consumen (AISI, 1970).

La profundidad de la oxidación es insignificante si el proceso de corrosión es detenido, incluso en presencia de una atmósfera corrosiva al instante de sellado. Cuando hay pequeñas aberturas en las conexiones, la humedad y el aire pueden penetrar a la sección HSS por acción capilar o debido a la aspiración ocasionada por el vacío parcial creado cuando la sección HSS es enfriada rápidamente (Blodgett, 1967). Esto último puede evitarse si se iguala las presiones en la ubicación de las perforaciones, lo que imposibilita el flujo gravitacional del agua al interior de la sección HSS.

Aquellas situaciones, en las cuales se recomienda aplicar un criterio conservador dando una capa protectora a la superficie interna de la sección HSS, incluyen: (1) Secciones HSS abiertas en las cuales es posible que ocurran cambios en el volumen de aire debido a la ventilación o flujo de agua; y (2) Secciones HSS abiertas sujetas a gradientes térmicos que puedan producir condensación.

Las secciones HSS llenadas parcial o totalmente con concreto no deberían ser selladas. En ambientes expuestos a incendios, la evaporación del agua del concreto puede crear suficiente presión como para reventar una sección HS sellada. Debe cuidarse de mante-

ner agua en las secciones HSS durante o después de la construcción, pues la expansión propia del congelamiento puede crear presión suficiente para reventar un perfil HSS.

En el caso de secciones galvanizadas, los cambios rápidos de presión que ocurren durante el proceso de galvanizado, tienden a reventar las secciones HSS, por lo que no se considera apropiado un sellado completo

B4. PROPIEDADES DE LOS MIEMBROS

1. Clasificación de Secciones para Pandeo Local

Secciones transversales con una razón ancho-espesor mayor a las entregadas en Tabla B4.1 están sujetas al estado límite de pandeo local. Para la edición 2010 de esta Especificación, la Tabla B4.1 ha sido separada en dos partes: B4.1a para elementos en compresión y B4.1b para elementos en flexión. La separación de la Tabla B4.1 en dos partes refleja el hecho que los elementos en compresión son caracterizados únicamente como esbeltos o no esbeltos, mientras los elementos en flexión pueden ser esbeltos, no compactos o compactos. Además, la separación de la Tabla B4.1 en dos partes clarifica las ambigüedades en λ_r . La razón de ancho-espesor λ_r puede ser diferente para columnas y vigas, incluso para el mismo elemento en una sección transversal, reflejando tanto el estado de esfuerzos no descrito de los elementos conectados, como las distintas metodologías de diseño entre columnas (Capítulo E) y vigas (Capítulo F y Apéndice 1).

Razones Ancho-Espesor Límites para Elementos Planos Comprimidos en Miembros Sujetos a Compresión Axial. Miembros en compresión que contengan cualquier elemento con una razón ancho-espesor mayor que λ_r entregado en Tabla B4.1a son designados como esbeltos y están sujetos a las reducciones por pandeo local detalladas en la Sección E7 de la Especificación. Los miembros en compresión no esbeltos (con todos sus elementos con una razón ancho-espesor menor a λ_r) no están sujetos a reducciones por pandeo local.

Alas de Secciones I Fabricadas. En la edición 1993 de *LRFD Specification for Structural Steel Buildings*, las secciones I fabricadas, sometidas a compresión axial (Caso 2 de la Tabla B4.1a), el criterio de pandeo local de las alas ha sido modificado para incluir la interacción ala-alma. El valor k_c en el límite λ_r y en las ecuaciones E7-7 a E7-9 es el mismo usado para elementos en flexión. La teoría indica que la interacción ala-alma en compresión axial es al menos tan severa como en flexión. Las secciones laminadas están excluidas de esta disposición debido a que no hay secciones estándar con proporciones en las cuales pudiera ocurrir interacción. En las secciones fabricadas en las cuales la interacción produce reducción en la resistencia al pandeo local del ala, es probable que el alma sea también un elemento delgado atiesado. El factor k_c toma en cuenta la interacción del ala y del alma en el pandeo local demostrada en los experimentos publicados por Johnson (1985). El límite máximo de 0,76 corresponde a $F_{cr} = 0,69 E/\lambda$ usado como resistencia al pandeo local en las ediciones tanto de las Especificaciones ASD como LRFD. Se requiere una relación $h/t_w = 27,5$ para alcanzar $k_c = 0,76$. La restricción completa de un elemento comprimido no atiesado corresponde a $k_c = 1,3$, mientras que cuando no hay restricción $k_c = 0,42$. Debido a la interacción alma-ala es posible obtener $k_c < 0,42$ al aplicar la nueva fórmula para k_c . Si $h/t_w > 5,70\sqrt{E/F_y}$ se usará en la ecuación para k_c , que corresponde al límite 0,35.

Secciones HSS Rectangulares en Compresión. Los límites para las paredes de secciones rectangulares en compresión uniforme (Caso 6 de la Tabla B4.1a) son los mismos que han sido usados en las Especificaciones AISC desde 1969. Ellos están basados en el trabajo de Winter (1968), donde se encontró que los elementos comprimidos adyacentes de secciones cajón de espesor uniforme no aportaban una restricción torsional significativa en las esquinas conectadas.

Secciones HSS Circulares en Compresión. El límite λ_r para secciones HSS circulares en compresión (Caso 9 de la Tabla B4.1a) se usó primero en la Especificación ASD 1978, la recomendación fue hecha por Schilling (1965) basado en un trabajo de Winter (1968). El mismo límite fue usado también para definir una sección compacta en flexión en la Especificación 1978. Schilling (1965), también recomendó excluir el uso de HSS redondos con $D/t > 0,45 E/F_y$. Sin embargo, siguiendo las recomendaciones del SSRC (Ziemian, 2010) y la metodología usada en otras secciones con elementos comprimidos esbeltos, un factor Q se usó en sección circulares para tomar en cuenta la interacción entre el pandeo local y global de columnas en la Sección 7. El factor Q es la razón entre la tensión crítica de pandeo local y la tensión de fluencia. La tensión crítica de pandeo local para secciones redondas es tomada de las disposiciones AISI basadas en la acción inelástica (Winter, 1970) y están basados en ensayos realizados en cilindros fabricados y manufacturados. Ensayos posteriores realizados en cilindros fabricados (Ziemian, 2010) confirman que esta ecuación es conservadora.

Razones Ancho-Espesor Límites para Elementos Planos Comprimidos en Miembros Sujetos a Flexión. Miembros en flexión que contengan elementos planos en compresión, todos con una razón ancho-espesor menor o igual a λ_p contenido en Tabla B4.1b son designados como compactos. Las secciones compactas son capaces de desarrollar una distribución de tensiones completamente plástica y poseen una capacidad de rotación de aproximadamente 3 antes del inicio del pandeo local (Yura y otros, 1978). Miembros en flexión que contengan cualquier elemento en compresión con una razón ancho-espesor mayor a λ_p pero aun con todos sus elementos en compresión con una razón ancho-espesor menor o igual a λ_r , son designadas como no compactas. Las secciones no compactas pueden desarrollar fluencia parcial de los elementos comprimidos antes que ocurra el pandeo local, pero no son aptas para resistir pandeo local inelástico a los niveles de deformación necesarios para formar una distribución plástica de tensiones en toda la sección. Los miembros en flexión que contengan cualquier elemento en compresión con una razón ancho-espesor mayor que λ_r son designadas como esbeltas. Las secciones formadas por elementos esbeltos poseen uno o más elementos comprimidos que pandean elásticamente antes de alcanzar el límite de fluencia en la sección. Las secciones con elementos no compactos y esbeltos son sujetos a reducciones por pandeo local del ala y/o a pandeo local del alma según se detalla en Capítulo F_y se resume en la Tabla de Nota de Usuario F1.1, o en Apéndice 1.

Los valores de λ_p y λ_r especificados en la Tabla B4.1b son similares a los de *Specification for Structural Steel Buildings-Allowable Stress Design and Plastic Design* (AISC, 1989) y la Tabla 2.3.3.3 de Galambos (1978), excepto que el valor $\lambda_p = 0,38\sqrt{E/F_y}$, dado en Galambos (1978) para vigas indeterminadas en las cuales los momentos se determinan mediante análisis elástico y para vigas determinadas, fue adoptado para todas las condiciones

de acuerdo con Yura y otros (1978). En el caso de capacidades de rotaciones inelásticas mayores que las dadas por los valores límites λ_p dados en la Tabla B4.1b, en el caso de estructuras en zonas de alta sismicidad, consultar Capítulo D y Tabla D1.1 de la AISC *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 2010b).

Almas en Flexión. En la edición 2010 de *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 2010^a), en el caso 16 de la Tabla B4.1b se presentan nuevas fórmulas para λ_p para secciones I con alas desiguales. Estas disposiciones están basadas en un trabajo de investigación publicado por White (2003).

Secciones HSS Rectangulares en Flexión. El límite λ_p para secciones compactas es adoptado de Limit States Design of Steel Structures (CSA, 2009). Valores menores de λ_p son especificados en diseño de alta sismicidad en AISC *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 2010b), basados en ensayos (Lui y Goel, 1987) que han mostrado que ríostras HSS rectangulares sujetas a carga axial reversa se fracturan catástoficamente bajo relativamente pocos ciclos de carga si se llega a formar algún pandeo local. Esto fue confirmado en ensayos (Sherman, 1995a) donde ríostras HSS rectangulares soportaron sobre 500 ciclos si es que no se formaba algún pandeo local, incluso ocurriendo pandeo general de la columna, pero fallaban en menos de 40 ciclos cuando se desarrollaba pandeo local. Desde 2005, el límite λ_p para almas de miembros HSS rectangulares en flexión (Caso 19 en Tabla B4.1b) ha sido reducido de $\lambda_p = 3,76\sqrt{E/F_y}$ a $\lambda_p = 2,42\sqrt{E/F_y}$, basado en el trabajo Wilkinson y Hancock (1998 y 2002).

Secciones HSS Circulares en Flexión. Los valores de λ_p para secciones circulares en flexión (Caso 20, Tabla B4.1b) poseen base (Sherman 1976; Sherman y Tanavde, 1984; Ziemian, 2010) La Sección F8, también limita la razón D/t para cualquier sección redonda a 0,45E/Fy. Mas allá de este límite, la resistencia al pandeo local disminuye rápidamente, lo que torna poco práctico usar estas secciones en la construcción de edificios.

2. Espesor de Diseño de Secciones Tubulares (HSS)

Las tolerancias de la norma ASTM A500/A500M (ASTM, 2007), permiten espesores de pared no mayores que $\pm 10\%$ del valor nominal. Dado que tanto las planchas como los flejes a los cuales se les aplica la soldadura por resistencia eléctrica (ERW) de la sección HSS son fabricadas con tolerancias de espesor menores, los fabricantes producen secciones ERW HSS en los Estados Unidos con espesores de pared cercanos a la cota inferior límite de espesor de la pared. Debido a esto el AISC y el Instituto Norteamericano de Tubos de Acero (STI) recomienda el uso de '0,93 veces el espesor de pared para cálculos de ingeniería que requieren usar propiedades de diseño de secciones ERW HSS. Este resultado en términos de variación de peso (masa) resulta similar al encontrado en otras secciones de perfiles estructurales. Secciones HSS al arco sumergido (SAW) se fabrican con espesores de pared cercanos al valor nominal por lo que no es necesario aplicar a ellas una reducción. El espesor de diseño así como las propiedades de la sección calculadas con estos espesores han sido tabuladas en varias publicaciones tanto del AISC como del STI desde 1997.

3. Determinación de Área Bruta y Área Neta

3a Área Bruta

El área bruta es el área total de la sección transversal sin deducciones por perforaciones o porciones de elementos inefectivas sujetas a pandeo local.

3b Área Neta

El área neta está basada en el ancho neto y la transferencia de carga de una cadena en particular. Como es posible el daño alrededor de un agujero durante la perforación o la instalación, 1/16 in. (1.5 mm) es agregado al diámetro nominal de la perforación cuando se determina el área neta.

B5. FABRICACION Y MONTAJE

La Sección B5 muestra la nomenclatura a usar en el Capítulo M sobre fabricación y montaje.

B6. CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE CALIDAD

La Sección B6 muestra la nomenclatura a usar en el Capítulo N sobre control de calidad y aseguramiento de calidad

B7. EVALUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

La Sección B7 muestra la nomenclatura a usar en el Apéndice 5 sobre la evaluación de estructuras existentes.

CAPÍTULO C

DISEÑO PARA ESTABILIDAD

El diseño para la estabilidad es la combinación del análisis para determinar las resistencias requeridas de los componentes y el dimensionar los elementos para que estos tengan resistencias disponibles adecuadas. Existen varios métodos disponibles para proporcionar estabilidad. (Ziemian, 2010).

El capítulo C está dirigido a los requisitos de diseño por estabilidad para edificios de acero y estructuras similares. Está basado en el método de análisis directo, el que puede ser usado en todos los casos. El método de la longitud efectiva y el método de análisis de primer orden son tratados en el Anexo 7 como un método alternativo para el diseño por estabilidad, y pueden ser empleados cuando los límites del Anexo, Sección 7.2.1 y 7.3.1 son satisfechos respectivamente. Otros métodos, incluyendo el diseño usando análisis de segundo orden inelástico o plástico son permitidos siempre que se cumpla los requisitos generales de la Sección C1. Disposiciones adicionales para diseño por análisis inelástico son entregados en Anexo 1. El análisis elástico de estructuras por sí mismo no es suficiente para asegurar estabilidad pues el análisis y las ecuaciones de la resistencia de los componentes son indisolublemente interdependientes.

C1. REQUISITOS GENERALES DE ESTABILIDAD

Hay variados parámetros y aspectos de comportamiento que influyen en la estabilidad de estructuras de acero. (Birnstiel y Iffland, 1980; McGuire, 1992; White y Chen, 1993; Comité ASCE sobre longitud equivalente, 1997; Ziemian, 2010). La estabilidad de estructuras y elementos individuales debe ser considerada desde un punto de vista de la estructura como un todo, incluyendo no solo los miembros comprimidos, sino que también las vigas, los sistemas de arriostramiento y las conexiones.

Los requerimientos de rigidez para el control de la deriva de piso están incluidos en numerosos códigos de edificación, que prohíben la amplificación lateral ($\Delta_{2\text{do-orden}}/\Delta_{1\text{er-orden}}$ o B_2), calculado con la rigidez nominal, de exceder aproximadamente 1.5 a 1.6 (ICC, 2009). Este límite es usualmente razonable dentro de la recomendación más general que establece que la amplificación lateral, calculada con la rigidez reducida, debe ser menor o igual a 2.5. Esta última recomendación tiene como base el que, ante niveles de amplificación considerables, pequeños cambios en las cargas gravitacionales y/o en la rigidez de la estructura pueden producir cambios considerables en las deformaciones laterales y en los efectos de segundo orden, debido a grandes no linealidades geométricas.

La Tabla C-C1.1 muestra como los cinco requisitos generales nombrados en Sección C1 son considerados en el método de análisis directo (Secciones C2 y C3) y el método de longitud equivalente (Anexo 7, Sección 7.2). El método de análisis de primer orden (Anexo 7, Sección 7.3) no está incluido en la Tabla C-C1.1 pues trata estos requerimientos en una manera indirecta usando una derivación matemática del método de análisis directo. La carga lateral adicional requerida en Sección 7.3.2 (1) está calibrada para

alcanzar un resultado similar al obtenido de los efectos colectivos de las cargas ficticias requeridas en Sección C2.2b, del factor B2 que multiplica los efectos $P-\Delta$ requeridos en Sección C2.1 (2), y la reducción de rigidez requerida en Sección C2.3. Adicionalmente, un factor B1 trata los efectos $P-\Delta$ según se requiere en el Anexo 7, Sección 7.3.2 (2).

TABLA C-C1.1
Comparación de los Requerimientos Básicos de Estabilidad con las Disposiciones Específicas

Método Requerimientos Básicos en Sección C1	Disposiciones en Método de Análisis Directo (DAM)	Disposiciones en de Longitud Efectiva (ELM)
(1) Considerar todas las deformaciones	C2.1(1) considera todas las deformaciones	Igual a DAM (por referencia a C2.1)
(2) Considerar los efectos de segundo orden ($P-\Delta$ y $P-\delta$)	C2.1(2) Considera los efectos de segundo orden ($P-\Delta$ y $P-\delta$)**	Igual a DAM (por referencia a C2.1)
(3) Considerar las imperfecciones geométricas. Esto incluye imperfecciones en la ubicación de uniones* (las que afectan la respuesta estructural) e imperfecciones en los miembros (las que afectan la respuesta estructural y la resistencia del miembro)	Efecto de las imperfecciones en la posición de las uniones en la respuesta estructural	C2.2a Modelado Directo o C2.2b Cargas ficticias
	Efecto de las imperfecciones de los miembros en la respuesta estructural	Incluido en la reducción de rigidez especificada en C2.3
	Efecto de las imperfecciones en la resistencia de los miembros	Incluido en las fórmulas de resistencia de los miembros con $KL=L$
(4) Considerar las reducciones de rigidez debido a inelasticidad. Esto afecta la respuesta estructural y la resistencia del miembro	Efectos de la reducción de rigidez en la respuesta estructural miembro	Incluido en la reducción de rigidez especificada en C2.3
	Efectos de la reducción de rigidez en la resistencia del miembro	Incluido en las fórmulas de resistencia de los miembros con $KL=L$
(5) Considerar incertezas en la resistencia y la rigidez. Esto afecta la respuesta estructural y la resistencia del miembro	Efectos de las incertezas en rigidez/resistencia en la respuesta estructural	Incluido en la reducción de rigidez especificada en C2.3
	Efectos de las incertezas en rigidez/resistencia en la resistencia del miembro	Incluido en las fórmulas de resistencia de los miembros con $KL=L$
<p>* En las estructuras típicas de edificios, las "imperfecciones en la ubicación de las uniones" se refieren al desaplome de la columna</p> <p>** Los efectos de segundo orden deben de ser considerados ya sea por un rigurosos análisis de segundo orden o por la técnica aproximada (usando B_1 y B_2) en Anexo 8.</p>		

C2. CÁLCULO DE LAS RESISTENCIAS REQUERIDAS

Los análisis para determinar la resistencia requerida de acuerdo con esta Sección y a la evaluación de las resistencias disponibles en miembros y conexiones de acuerdo con la Sección C3 constituyen las bases del método de análisis directo para el diseño por estabilidad. Este método es útil para el diseño para estabilidad de todos los sistemas estructurales de acero, incluyendo pórticos de momento, marcos arriostrados, muros de corte, y la combinación de estos y sistemas similares (AISC-SSRC, 2003b). Mientras la formulación precisa de este método es única de la Especificación AISC, algunas de sus características tienen similitudes con otras Especificaciones de diseño alrededor del mundo, incluyendo los Eurocódigos, el estándar Australiano, el estándar Canadiense, y el ACI 318 (ACI, 2008).

El método de análisis directo permite una determinación más precisa de los efectos que provocan las cargas en la estructura al incluir los efectos de las imperfecciones geométricas y las reducciones en la rigidez en el análisis estructural. Esto además permite el uso de $K = 1,0$ en el cálculo de la resistencia de la columna en el plano, P_c , en de las ecuaciones de interacción viga-columna del Capítulo H. Esta es una simplificación significativa en el diseño de pórticos de momento de acero así como en sistemas combinados.

1. Requisitos Generales de Análisis

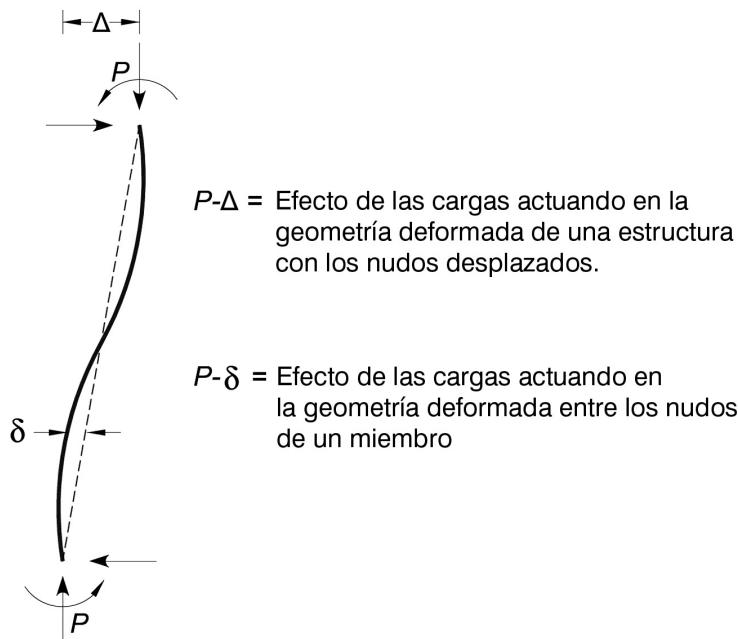
Deformaciones a considerar en el análisis. Es necesario considerar en el análisis las deformaciones por flexión, corte, fuerza axial, y cualquier otra deformación en conexiones y componentes que contribuyan al desplazamiento de la estructura. Sin embargo, es importante que “considerar” no es sinónimo de “incluir”, algunas deformaciones pueden ser despreciadas después de una consideración racional sobre sus posibles efectos. Por ejemplo, la deformación en el plano de un diafragma de piso de concreto sobre plancha de acero en un edificio de oficinas usualmente es despreciada, pero la de una cubierta de techo de acero de elementos formados en frío usualmente no. Otro ejemplo son las deformaciones de corte en vigas y columnas en un marco de momento de baja altura que pueden ser despreciadas, pero esto puede no aplicarse en un marco de momento fabricado con tubos con cierta altura.

Efectos de segundo orden. El método de análisis directo incluye los requisitos básicos para calcular los efectos por las cargas internas usando un análisis de segundo orden que considere tanto los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$ (ver figura C-C2.1). Los efectos $P-\Delta$ corresponden a los efectos de las cargas actuando en la ubicación desplazada de las uniones y nodos en una estructura. Los efectos $P-\delta$ en cambio, se refieren a los efectos de las cargas actuando en la figura deformada de un miembro entre las uniones o nodos.

Se considera análisis rigurosos de segundo orden aquellos que modelan todos los efectos de segundo orden significativos. Un método es la solución de la ecuación diferencial que gobierna ya sea a través de funciones de estabilidad o programas computacionales de análisis de marcos que modelen estos efectos (McGuire y otros, 2000; Ziemian, 2010). Algunos, pero no todos, y posiblemente no muchos, programas computacionales comerciales modernos son capaces de realizar un análisis riguroso de segundo orden, a pesar de que esto debiera de ser verificado por el usuario para cada programa en particular. El

despreciar el efecto P- δ en el análisis de una estructura es una aproximación común que es permitida bajo ciertas condiciones, discutida al final de esta sección.

FIGURA C-C2.1.
Efecto P- Δ y P- δ en vigas columnas



Métodos que modifican los resultados del análisis de primer orden a través de amplificadores de segundo orden son permitidos como alternativa a un análisis riguroso. El uso de los amplificadores B_1 y B_2 entregados en el Anexo 8 es uno de estos métodos. La confiabilidad de otros métodos debe de ser verificada.

Problemas de prueba para análisis. Los siguientes problemas son recomendados como una verificación de primer nivel para determinar si un procedimiento de análisis reúne los requisitos de un análisis riguroso de segundo orden adecuado para ser usado el método de análisis directo (y en el método de longitud efectiva del Anexo 7). Algunos procedimientos de análisis de segundo orden pueden no incluir el efecto P- δ en la respuesta completa de la estructura. Estos problemas de referencia tienen por objeto el revelar si estos efectos son incluidos o no en el análisis. Nótese que en los requerimientos de la Sección C2.1 (2), no es siempre necesario incluir los efectos P- δ en el análisis de segundo orden (discusión adicional de las consecuencias de despreciar estos efectos aparecen más adelante).

La descripción de los problemas de referencia y sus soluciones se muestran en figuras C-C2.2 y C-C2.3. El caso 1 es una viga-columna simplemente apoyada sujetada a una carga axial con una carga transversal uniformemente distribuida entre sus apoyos. Este problema solo contiene efectos P- δ pues no existe desplazamiento entre un extremo del miembro respecto del otro. El caso 2 es una viga-columna en voladizo con base fija, sujetada a carga axial concurrente con una carga lateral en su extremo. Este problema contiene efectos P- Δ como P- δ . Al confirmar la confiabilidad del método de análisis, se debe de

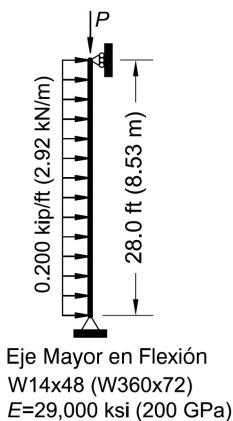
verificar tanto los momentos como las deflexiones en las ubicaciones mostradas para los distintos niveles de carga axial en el miembro, y en todos los casos no debe diferir más de un 3% y un 5% respectivamente.

Dado que son tantos los atributos que deben ser estudiados para confirmar la confiabilidad de un método de análisis dado para el uso de rutina en el diseño de sistemas de pórticos, un amplio rango de problemas de referencia pueden ser empleados. Otros problemas de referencia pueden ser encontrados en Kaehler y otros (2010), Chen y Lui (1987), y McGuire y otros (2000). Cuando se use problemas de referencia para verificar la exactitud de procedimientos de segundo orden, los detalles del análisis usados en el estudio de referencia, como el número de elementos empleados para representar al miembro y el esquema de soluciones numéricas empleado, deberá ser replicado en el análisis usado para diseñar la estructura real. Dado que la razón entre la carga de diseño y la carga de pandeo elástico es un indicador importante de la influencia de efectos de segundo orden, deben de ser incluidos problemas de referencia con estas razones en un orden de 0,6 a 0,7.

Efecto de despreciar P- δ . Un típico análisis aproximado es el capturar solo los efectos por P- Δ debido a traslaciones de los extremos del miembro (por ejemplo, deriva de entrepiso), pero falla en capturar los efectos P- δ debido a la curvatura del miembro relativa a su cuerda. Este tipo de análisis es llamado un análisis P- Δ . Cuando los efectos P- δ son significativos, los errores surgen en los métodos aproximados que no consideran confiablemente el efecto de los momentos P- δ en la amplificación de desplazamientos tanto locales (a) como globales (b) y sus correspondientes momentos internos. Estos errores pueden ocurrir con programas de análisis computacionales de segundo orden y con los amplificadores B_1 y B_2 . Por el momento, el amplificador R_M de la ecuación A-8-7 es un factor de ajuste que aproxima los efectos de P- δ (debido a la curvatura de la columna) en los desplazamientos laterales totales, Δ , y los momentos correspondientes. Para pórticos de momento que sean rectangulares y regulares, un análisis P- Δ con un único elemento por miembro es equivalente a usar el amplificador B_2 de la ecuación A-8-6 con $R_M = 1$, y de paso, despreciando el efecto P- δ en la respuesta de la estructura.

La Sección C2.1 (2) indica que un análisis P- Δ (que desprecie los efectos P- δ de las deformaciones en la respuesta de la estructura) es permitido para estructuras típicas de edificios donde la razón entre la deriva de segundo orden y la deriva de primer orden sea menor a 1,7, y no más de un tercio de la carga gravitacional total en el edificio es sobre las columnas que son parte de los pórticos resistentes a momento. La última condición es equivalente a que el valor de R_m sea igual o mayor a 0,95. Cuando dichas condiciones sean satisfechas, el error en los desplazamientos laterales en un análisis P- Δ es típicamente menor a un 3%. Sin embargo, cuando los efectos P- δ en alguno de los miembros es importante (lo que corresponde a un multiplicador B_1 mayor a 1,2), el uso de un análisis exclusivamente P- Δ puede llevar a errores considerables en los momentos para la condición sin desplazamiento de los componentes conectados a miembros con un efecto P- δ significativo.

FIGURA C-C2.2
Problema de Prueba Caso 1

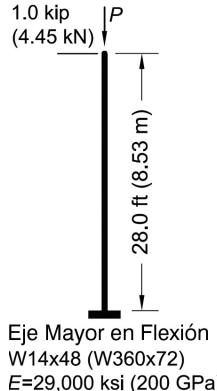


Fuerza Axial, P (kips)	0	150	300	450
M_{mid} (kip-in.)	235 [235]	270 [269]	316 [313]	380 [375]
Δ_{mid} (in.)	0.202 [0.197]	0.230 [0.224]	0.269 [0.261]	0.322 [0.311]

Fuerza Axial, P (kN)	0	667	1334	2001
M_{mid} (kN-m)	26.6 [26.6]	30.5 [30.4]	35.7 [35.4]	43.0 [42.4]
Δ_{mid} (mm)	5.13 [5.02]	5.86 [5.71]	6.84 [6.63]	8.21 [7.91]

El análisis incluye deformaciones axiales, de flexión y corte
[Valores en paréntesis] excluyen la deformación de corte

FIGURA C-C2.3
Problema de Prueba Caso 2



Fuerza Axial, P (kips)	0	100	150	200
M_{base} (kip-in.)	336 [336]	470 [469]	601 [598]	856 [848]
Δ_{tip} (in.)	0.907 [0.901]	1.34 [1.33]	1.77 [1.75]	2.60 [2.56]

Fuerza Axial, P (kN)	0	445	667	890
M_{base} (kN-m)	38.0 [38.0]	53.2 [53.1]	68.1 [67.7]	97.2 [96.2]
Δ_{tip} (mm)	23.1 [22.9]	34.2 [33.9]	45.1 [44.6]	66.6 [65.4]

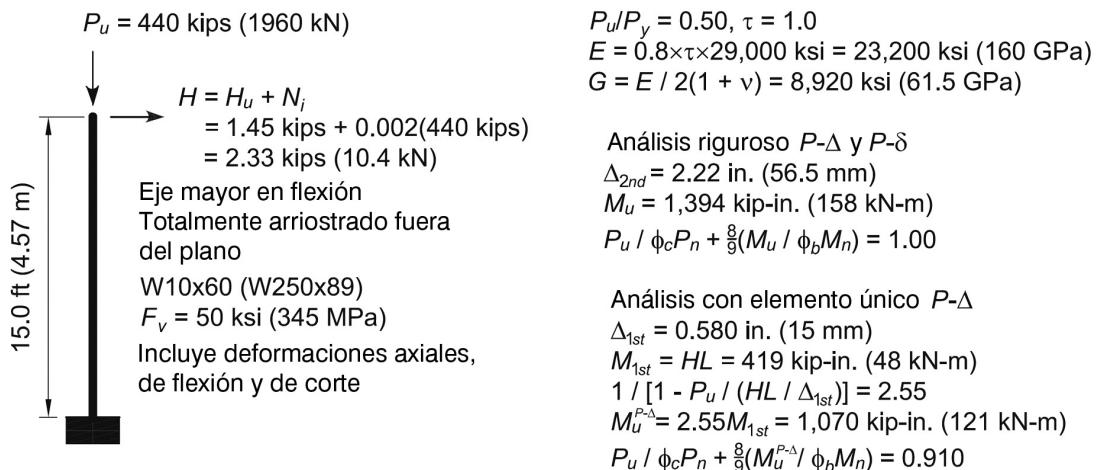
El análisis incluye deformaciones axiales, de flexión y corte
[Valores en paréntesis] excluyen la deformación de corte

El ingeniero debe ser consciente de los posibles errores antes de usar un análisis exclusivamente $P-\Delta$ en tales casos. Por ejemplo, al considerar la evaluación de una viga-columna en voladizo como la mostrada en Figura C-C2.4 usando el método directo de análisis. El factor de amplificación del desplazamiento lateral es 3,83 y el amplificador de momento en la base es 3,32, resultando $M_u = 1,394$ kip-in.

Para las cargas mostradas, la resistencia por interacción de una viga-columna de acuerdo con la Ecuación H1-1a es igual a 1,0. La amplificación en el desplazamiento lateral y en el momento en la base determinadas por un análisis $P-\Delta$ para un elemento único, el que ignora el efecto $P-\delta$ en la respuesta de la estructura, es 2,55, resultando en una estimación de $M_u = 1,070$ kip-in –un error de 23,2% relativo a el valor más exacto de M_u - y el valor de interacción de la viga-columna es 0,91.

Los efectos $P-\delta$ pueden ser capturados en algunos (pero no en todos) análisis exclusivamente $P-\Delta$ tan solo subdividiendo los miembros en múltiples elementos. Para este ejemplo, es necesario considerar tres elementos de igual longitud en el análisis $P-\Delta$ para reducir los errores en el momento de segundo orden en la base y en el desplazamiento lateral a menos de un 3% y de un 5% respectivamente.

FIGURA C-C2.4
Ilustración de potenciales errores asociados con el uso de un elemento único por miembro en el análisis P-Δ



Nótese que en este caso el error por defecto que resulta de ignorar el efecto P-δ en la respuesta de la estructura se evita si se usa la ecuación A-8-8. Para las cargas mostradas en la figura C-C2.4, las ecuaciones A-8-6 y A-8-7 con RM=0.85 resulta en un amplificador B₂ de 3.52. Esto corresponde a M_u = 1.476 kip-in (166x10⁶ N-mm), lo que en el ejemplo anterior es aproximadamente un 6% por sobre lo determinado mediante un análisis riguroso de segundo orden.

Para los momentos, en una condición sin desplazamiento, con condiciones de apoyo nominales simplemente apoyados en la base, los errores en los momentos internos de segundo orden y en los desplazamientos de segundo orden obtenidos mediante un análisis P-Δ son generalmente menores a un 3% y a un 5% respectivamente, donde $\alpha P_r / P_{el} \leq 0.05$.

donde:

$$\alpha = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

$$= 1,60 \text{ (ASD)}$$

$$P_r = \text{resistencia axial requerida, ASD o LRFD, kgf (N)}$$

$$P_{el} = \pi^2 EI / L^2 \text{ si el análisis usa rigidez nominal, kgf (N) y}$$

$$P_{el} = 0,8\tau_b \pi^2 EI / L^2, \text{ kgf (N), si el análisis usa una reducción de rigidez por flexión de } 0,8\tau_b$$

Para las columnas con desplazamientos laterales y giros restringidos en ambos extremos de al menos 1,5 (EI/L), si el análisis usa rigidez nominal o de 1,5(0,8τ_b EI/L) y el análisis usa una reducción en la rigidez por flexión de 0,8τ_b, los errores en los momentos internos y en los desplazamientos de segundo orden son generalmente menores a un 3% y a un 5% respectivamente, cuando $\alpha P_r / P_{el} \leq 0,12$.

Para miembros sometidos predominantemente a condiciones sin desplazamiento lateral entre sus extremos, los errores en los momentos internos y en los desplazamientos de segundo orden de un análisis P-Δ son generalmente menores a un 3% y a un 5% cuando $\alpha P_r / P_{el} \leq 0,05$.

Al reunir las limitaciones anteriores para el uso de un análisis P-Δ, es importante notar que de la Sección C2.1 (2) los momentos a lo largo del miembro (por ej. los momentos entre las posiciones de los nodos extremos del miembro) deberán ser amplificados, según sea necesario, para incluir los efectos P-δ. Una forma de alcanzar dicho propósito es el uso del factor B_1 .

Kaehler y al. (2010) entregar recomendaciones adicionales para un número apropiado de elementos para un análisis P-Δ en aquellos casos donde los límites anteriores son excedidos, así como recomendaciones para determinar momentos internos de segundo orden en los elementos. Además entregan guías menos exigentes para el número de elementos requeridos por cada miembro al usar las características de un típico análisis de segundo orden que incluya tanto los efectos P-Δ como P-δ.

Como se ha indicado previamente, el ingeniero debe verificar la confiabilidad del programa de análisis de segundo orden mediante la comparación con soluciones conocidas para un rango de cargas representativas. Además de los ejemplos presentados por Chen y Lui (1987) y McGuire y otros (2000), Kaehler y otros (2010) entrega cinco útiles problemas de referencia para verificar los análisis de segundo orden en pórticos compuestos de miembros prismáticos. Por otra parte, estos entregan referencias para la evaluación de las capacidades del análisis de segundo orden para miembros con alma perforada.

Análisis al nivel de resistencia. Es esencial que el análisis de un pórtico sea hecho al nivel de resistencia por la no-linealidad asociada con los efectos de segundo orden. Para el diseño por ASD, el nivel de carga es estimado como 1.6 veces las combinaciones de carga ASD, y el análisis debe ser realizado con esta elevada carga para capturar los efectos de segundo orden al nivel de resistencia.

2. Consideración de Imperfecciones Iniciales

Las disposiciones de diseño modernas para estabilidad están basadas en la premisa de que las fuerzas en los miembros están calculadas para un análisis de segundo orden elástico, donde el equilibrio es satisfecho en la geometría deformada de la estructura. Las imperfecciones iniciales en la estructura tales como desaplomes, y tolerancias de materiales y de fabricación, crean efectos desestabilizadores.

En el desarrollo y calibración del método de análisis directo, las imperfecciones geométricas iniciales son conservadoramente supuestas iguales a las tolerancias máximas de material, de fabricación y de montaje permitidas en AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings* (AISC, 2010c); una desalineación de un miembro igual a L/1000 donde L es la longitud del miembro entre puntos de arriostramiento o de enmarque, y un desaplome de H/500, donde H es la altura del piso. El desaplome permitido puede ser menor en algunos casos, tal como se especifica en el AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings*.

Las imperfecciones iniciales pueden ser consideradas en el método de análisis directo a través de una modelación directa (Sección C2.2a), o mediante la inclusión de cargas ficticias (C2.2b). Cuando los efectos de segundo orden son tales que la amplificación lateral máxima $\Delta_{2\text{do orden}}/\Delta_{1\text{er orden}}$ o $B_2 \leq 1,7$ usando la rigidez elástica reducida (o 1,5 la rigidez elástica no reducida) para todas las combinaciones de carga, es permitido el aplicar car-

gas ficticias solo en las combinaciones de cargas gravitacionales, y no en combinaciones con otras cargas laterales. En este bajo rango de amplificación lateral o B_2 , los errores en las fuerzas internas causados por no aplicar las cargas ficticias en las combinaciones de carga que incluyen otras cargas laterales son relativamente pequeñas. Cuando B_2 es superior al nombrado, las cargas ficticias deben ser aplicadas en las combinaciones que incluyan otras cargas laterales.

Los requisitos de la Especificación relativos a las imperfecciones iniciales son incorporados para ser aplicados solo en análisis para estados límites de resistencia. No es necesario, en la mayoría de los casos, el considerar las imperfecciones iniciales en análisis para condiciones de servicio tales como derivas, deflexiones y vibraciones.

3. Ajuste de Rígidez

La fluencia parcial acentuada por las tensiones residuales en los miembros puede reblanquecer la estructura como un todo en el límite de resistencia que más puede llevar a efectos desestabilizadores. El método directo de análisis está también calibrado a partir de análisis inelásticos con plasticidad distribuida que consideran la propagación de la plasticidad a través de la sección transversal y de la longitud del miembro. Se supone que los esfuerzos residuales en secciones W tienen un máximo valor de $0,3F_y$ en compresión en los bordes de las alas, junto a un patrón de distribución llamado patrón de Lehigh, con una variación lineal a través de las alas y una tensión uniforme en el alma (Ziemian, 2010).

La rigidez reducida ($EI^* = 0,8\tau_b EI$ y $EA^* = 0,8EA$) es usada en el método de análisis directo por dos razones. Primero, para pórticos con miembros esbeltos, donde el estado límite de estabilidad elástica es el que gobierna, el factor 0.8 en los resultados de rigidez resulta en un sistema cuya resistencia disponible es igual a 0.8 veces el límite del estado elástico. Esto es más menos equivalente al margen de seguridad empleado en las disposiciones de diseño para columnas esbeltas del procedimiento de longitud efectiva, según la Ecuación E3-3, $\Phi P_n = 0,9(0,877P_e) = 0,79P_e$. Segundo, para pórticos con columnas intermedias, o con columnas robustas, el factor $0,8\tau_b$ reduce la rigidez para contabilizar la incursión inelástica que ocurre antes de que los miembros alcancen su resistencia de diseño. El factor τ_b es similar al factor de reducción inelástica empleado en la curva de columna para contabilizar la perdida de rigidez bajo altas cargas de compresión ($\alpha P_r > 0,5P_y$), y el factor 0.8 contabiliza el ablandamiento adicional bajo combinación de compresión axial y flexión. Es una coincidencia fortuita que los coeficientes de reducción para columnas esbeltas y para columnas robustas sea tan similar, resultando que el factor de reducción $0,8\tau_b$ funciona para el rango completo de esbelteces.

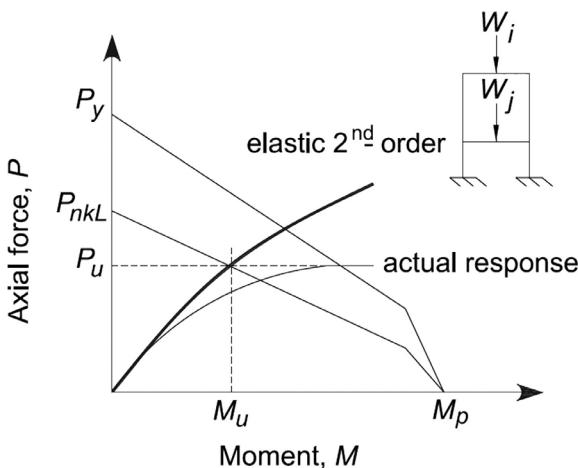
El uso de la rigidez reducida solo es pertinente para estados límite de resistencia y de estabilidad. No se aplica en análisis para otras condiciones basadas en la rigidez, ni para la determinación de las derivas, deflexiones, vibraciones o los períodos.

Para simplificar la aplicación en el diseño práctico, donde $\tau_b = 1$, la reducción tanto en EI como en EA puede ser aplicada modificando el valor de E en el análisis. Sin embargo, para programas de computación que realizan un diseño semi-automático, uno debe asegurarse que el valor reducido de E es aplicado solo en el análisis de segundo orden. El módulo elástico no debe ser reducido en otras ecuaciones de resistencia nominal que incluyan E (por ejemplo, M_n para pandeo lateral torsional en una viga no arriostrada).

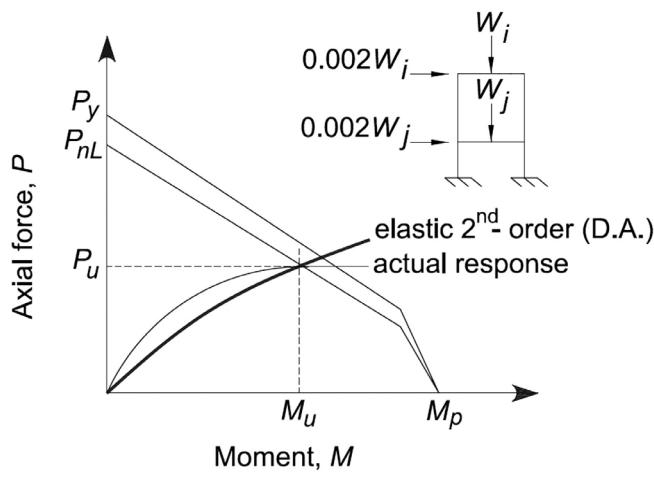
Tal como se muestra en la figura C-C2.5, el efecto neto de modificar el análisis en la manera descrita anteriormente es el amplificar las fuerzas de segundo orden para que resulten cercanas a las fuerzas internas reales en la estructura. Es por esta razón que la interacción viga-columna para el pandeo en el plano es verificado usando una resistencia axial P_{nl} , calculada de la curva de la columna usando la longitud no arriostrada real del miembro, L, en otras palabras, con $K = 1,0$.

Figura C-C2.5

Comparación de las verificaciones de interacción viga-columna en el plano para (a) método del largo efectivo y (b) método de análisis directo



a) Effective length method



b) Direct analysis method

En casos donde la flexibilidad de otros componentes estructurales (conexiones, detalles en la base de la columna, enrejados horizontales actuando como diafragma) son modelados explícitamente en el análisis, la rigidez de estos componentes debe ser también reducida. La reducción de la rigidez debe ser tomada conservadoramente como $EA^* = 0,8EA$ y/o $EI^* = 0,8EI$ para todos los casos. Surovek-Malek y otros (2004) discute la reducción apropiada de la rigidez de las conexiones en el análisis de pórticos PR.

Donde muros de corte de hormigón u otros componentes en materiales distintos al acero contribuyen a la estabilidad de la estructura y el código que controle o el estándar para aquellos elementos especifiquen una reducción de rigidez mayor, la mayor reducción deberá ser aplicada.

C3. CALCULO DE LAS RESISTENCIAS DISPONIBLES

La Sección C3 dispone que cuando el análisis reúne los requisitos de la Sección C2, las disposiciones para resistencias disponibles en los miembros según los Capítulos comprendidos entre el Capítulo E y el capítulo I, y las disposiciones de conexiones en Capítulos J y K completan el proceso de diseño para el Método de Análisis Directo. El factor de longitud efectiva, K , puede ser tomado como unitario para todos los miembros en las verificaciones de resistencia.

Donde las vigas y las columnas sean apoyadas en riostras que no son parte del sistema resistente a cargas laterales para definir su longitud no arriostrada, las mismas riostras deberán tener suficiente resistencia y rigidez para controlar el movimiento del miembro en los puntos de arriostramiento (ver Anexo 6). Los requisitos de diseño para riostras que son parte del sistema resistente a cargas laterales (o sea, riostras que son incluidas dentro del análisis de la estructura) son tratados en el Capítulo C.

Para vigas-columnas sometidas a flexión y a compresión en un solo eje, los resultados del análisis del método de análisis directo pueden ser usados directamente con las ecuaciones de interacción en la Sección H1.3, que trata el pandeo por flexión en el plano y la inestabilidad lateral-torsional fuera del plano separadamente. Estas ecuaciones de interacción separadas, pueden ser hacer menos conservadoras en las disposiciones de 1999 *Specification for Structural Steel Buildings-Load and Resistance Factor Design* (AISC, 2000b), las que combinan las verificaciones de los dos estados límite en una ecuación que usa la combinación más severa para límites en el plano y fuera del plano para P/P_c y M/M_c . Una ventaja significativa del método de análisis directo es que la verificación en el plano con P_c en la ecuación de interacción es determinada usando $K = 1,0$.

CAPÍTULO D

DISEÑO DE MIEMBROS EN TRACCIÓN

Las disposiciones del Capítulo D no toman en cuenta las excentricidades entre las líneas de acción de los miembros conectados.

D1. LÍMITES DE ESBELTEZ

El límite superior recomendado en la Nota para la esbeltez esta basado en el juicio profesional y consideraciones económicas prácticas, facilidad de manejo y seguridad requeridos de manera tal de minimizar daños inadvertidos durante la fabricación, transporte, y montaje. Este límite de esbeltez no es esencial en la integridad estructural de miembros en tracción; solamente asegura un grado de rigidez tal que permite limitar movimientos laterales indeseables (impactos o vibraciones). Cuando los miembros en tracción presentan excentricidad o curvatura dentro de límites tolerables, su resistencia en tracción no resulta afectada. La tracción, a diferencia de la compresión, tiende a reducir la excentricidad y/o curvatura.

En el caso de ángulos simples, el radio de giro en torno al eje z produce una esbeltez máxima (l/r máximo), excepto para condiciones de apoyo poco usuales.

D2. RESISTENCIA EN TRACCIÓN

Debido al endurecimiento por deformación, una barra de acero dúctil en tracción axial puede resistir sin ruptura una fuerza mayor que la producida por su área bruta y la tensión de fluencia mínima especificada. Sin embargo, una elongación excesiva de miembros en tracción debido a la fluencia no controlada del área bruta no sólo marca el límite de utilidad sino que puede precipitar a una falla del sistema estructural del que forma parte. Por otro lado, dependiendo de la reducción de área y otras propiedades mecánicas del acero, el miembro puede fallar por ruptura en el área neta a una carga menor que la requerida por la fluencia del área bruta. De aquí que, tanto la fluencia general en el área bruta como la ruptura en el área neta constituyen ambas, estados límites.

La longitud del miembro en el área neta es generalmente despreciable en relación a la longitud total del miembro. El endurecimiento por deformación se alcanza fácilmente en la vecindad de las perforaciones y la fluencia en el área neta de perforaciones de sujetadores no constituye un estado límite de significancia práctica.

Con excepción de los perfiles tubulares sujetas a cargas cíclicas reversibles, no existe información que los factores que controlan la resistencia de perfiles tubulares en tracción difieran de aquellos que controlan otros perfiles estructurales, por lo cual se aplican las disposiciones de la Sección D2. Debido al limitado número de tipos de conexiones que son prácticos para perfiles tubulares, la determinación del área neta efectiva A_c puede ser simplificada usando las disposiciones del Capítulo K.

D3. ÁREA NETA EFECTIVA

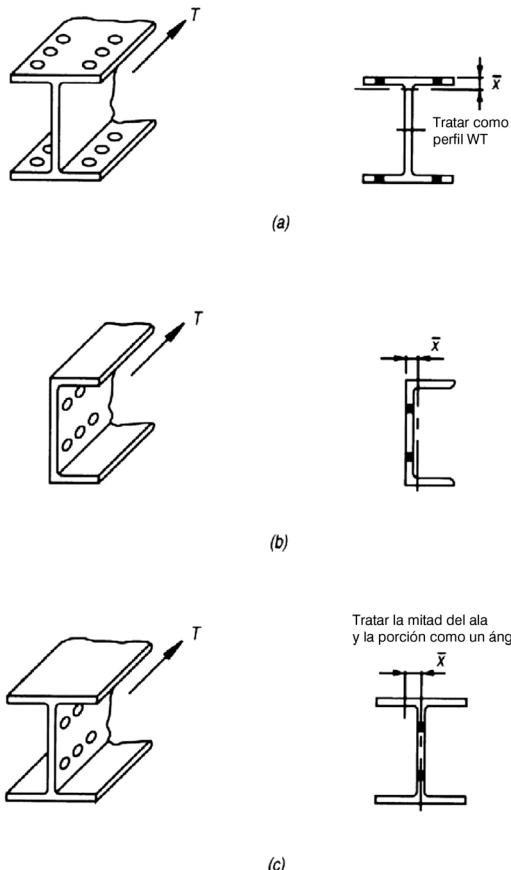
La Sección D3.3 trata el efecto de corte diferido, aplicable tanto para miembros soldados como para miembros apernados sometidos a tracción. El corte diferido se presenta cuando las distribuciones de esfuerzos no son uniformes debido a que solo algunos pero no todos los elementos componentes del miembro están conectados (alas, alma, alas, etc.). El coeficiente de reducción U es aplicado al área neta A de miembros apernados y al área bruta A_g de miembros soldados. En la medida que la longitud de conexión l se incrementa, el efecto del corte diferido disminuye. Este concepto es expresado empíricamente por la ecuación para U . La resistencia estimada utilizando esta expresión para calcular el área efectiva ha sido correlacionada con los resultados de ensayos de unos 1000 especímenes de conexiones con pernos y remaches. Salvo algunas excepciones, la expresión presenta una buena correlación con los resultados observados en los ensayos. La banda de dispersión es de $\pm 10\%$ (Munse y Chesson, 1963). Investigaciones mas recientes han provisto de mayor justificación para estas disposiciones (Easterling y Gonzales, 1993).

Para un perfil y configuración de miembros conectados cualquiera, \bar{x} es la distancia perpendicular desde el plano de conexión, o cara del miembro, hasta el centroide de la sección del miembro que resiste la fuerza de conexión, tal como se muestra en la Figura C-D3.1. La longitud l es una función del número de filas de sujetadores o la longitud de la soldadura. La longitud l se define como la distancia paralela a la línea de fuerza, entre la primera y la última fila de sujetadores en una línea para conexiones apernadas. Para determinar el valor de l , se usa la línea con el máximo número de pernos en la conexión. Para pernos alternados, se utiliza la dimensión entre líneas extremas de pernos , como se muestra en la Figura C-D3.2.

De la definición de módulo plástico de una sección, $Z = \sum |A_i d_i|$, donde A_i es el área de la sección trasversal del elemento y d_i es la distancia perpendicular desde el eje plástico neutro al centro de gravedad del elemento; \bar{x} en aquellos casos como el mostrado en el costado derecho de la Figura C-D3.1(c) es Z_y/A . Al ser la sección simétrica respecto de su eje vertical y este mismo eje es también el eje neutro plástico, el primer momento del área a la izquierda es $Z_y/2$, donde Z_y es el módulo plástico de la sección completa. El área del lado izquierdo es $A/2$, de lo que por definición $\bar{x} = Z_y/A$. Para el caso mostrado en el costado derecho de la Figura C-D3.1(b), $\bar{x} = d/2 - Z_y/A$. Note que el eje plástico neutro debe ser un eje de simetría para que esta relación aplique.

No hay suficientes datos para establecer un valor de U si todas las líneas tienen solo un perno, pero probablemente es conservador usar A_g igual al área neta del elemento conectado. Los estados límites de bloque de corte (Sección J4.3) y aplastamiento (Sección J3.10), que deben ser verificados, probablemente controlarán el diseño.

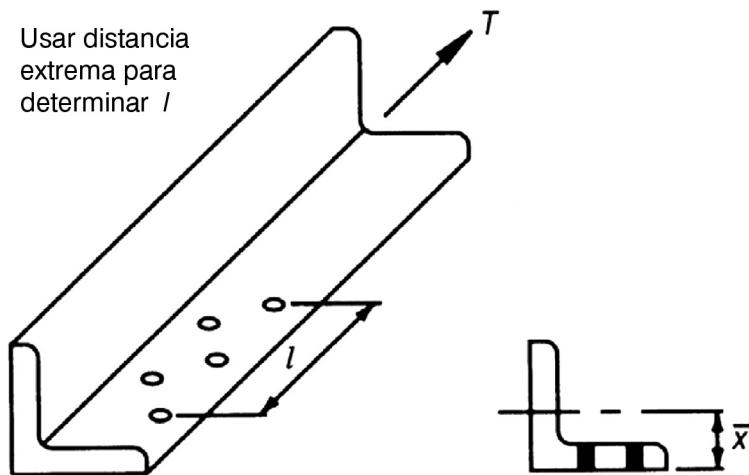
FIGURA C-D3.1
Determinación de para \bar{x} para U



La razón entre el área del elemento conectado y el área bruta es un límite inferior razonable para U y permite en casos en que U calculado con $(1 - \bar{x}/l)$ sea muy pequeño o inexistente, como cuando se emplea un único perno en cada línea de pernos y $l = 0$. Este límite inferior es similar al de otras especificaciones de diseño, por ejemplo, AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges* (AASHTO, 2002) donde se permite un valor de U basado en el área de los porciones conectadas mas la mitad del área bruta de las porciones no conectadas.

El efecto de la excentricidad en la conexión es una función de las rigideces del miembro y de la conexión, y en ocasiones puede ser necesario considerar en el diseño a tracción de las conexiones o del miembro. Históricamente, los ingenieros han despreciado el efecto de la excentricidad tanto en los miembros como en las conexiones al diseñar arriostramientos sujetos solo a tracción. En los Casos 1a y 1b mostrados en la Figura C-D3.3, la longitud requerida de las conexiones requeridas para resistir las cargas axiales usualmente reducirá la carga axial aplicada en los pernos a un valor despreciable. Para el Caso 2, la flexibilidad del miembro y de la conexión permitirá al miembro deformarse de forma tal que la excentricidad resultante se reduce considerablemente.

FIGURA C-D3.2
Determinación de para de conexiones apernadas con perforaciones alternadas.



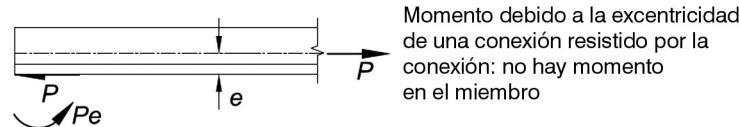
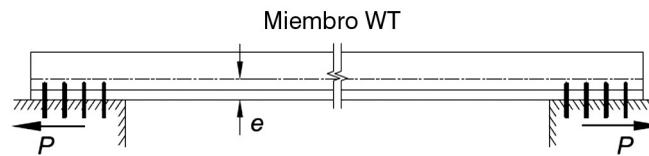
Para conexiones soldadas, l es la longitud de la soldadura paralela a la línea de fuerza como lo muestra la Figura C-D3.4 para soldaduras longitudinales y longitudinales más transversales. Para soldaduras con longitudes distintas debe usarse la longitud promedio.

Para conexiones en los extremos de perfiles tubulares solicitadas a tracción, hechas comúnmente mediante soldadura alrededor del perímetro del perfil tubular, no existe corte diferido o reducción en el área bruta.

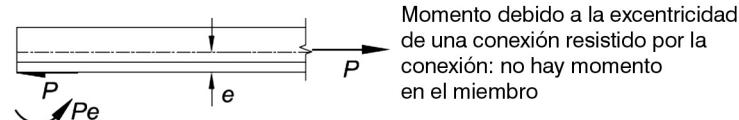
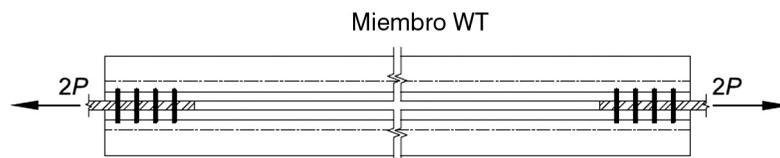
Alternativamente, una conexión extrema con plancha gusset puede ser utilizada. Planchas gusset simples pueden ser soldadas en ranuras longitudinales que están localizadas en el eje central de la sección. La soldadura alrededor del extremo de la plancha gusset puede ser omitida para conexiones cargadas estáticamente de manera de prevenir posibles cortes en el gusset y tener que reparar con soldadura el extremo de la ranura. En tales casos, el área neta en el extremo de la ranura es el área crítica como se ilustra en la Figura C-D3.5. Alternativamente, un par de planchas gusset pueden ser soldadas a los lados opuestos de secciones rectangulares HSS con soldadura de bisel acanalada sin reducción en el área bruta.

Para conexiones en los extremos con planchas gusset, pueden simplificarse las disposiciones generales para el corte diferido en el Caso 2 de Tabla D3.1 y la excentricidad de conexión puede ser definida explícitamente como en los Casos 5 y 6. En estos casos está implícito que la longitud de soldadura, l , no debe ser menor que la altura del perfil tubular. Esto es consistente con los requisitos de longitud de soldadura del Caso 4. En el Caso 5, el uso de $U = 1$ cuando $l \geq 1,3D$ está basado en trabajos de investigación (Cheng y Kulak, 2000) que muestran que la ruptura ocurre solamente en conexiones cortas y en el caso de conexiones largas, los miembros con perfil tubular circular en tracción sufren de estricción dentro de su longitud y fallan por fluencia del miembro y eventual ruptura.

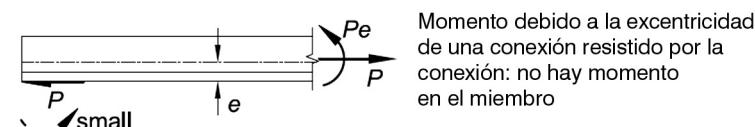
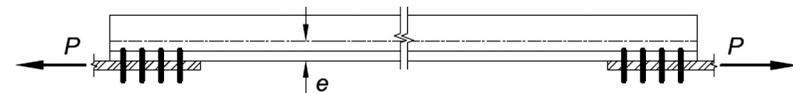
FIGURA C-D3.3
Efecto de la Restricción de la Conexión en la Excentricidad



Caso 1a. Rotación en el extremo restringida por conexión a estribo



Caso 1b. Rotación en el extremo restringida por simetría



Caso 2. Extremo sin restricción a la rotación – Conexión a Plancha delgada

Los factores de corte diferido dados en los Casos 7 y 8 en la Tabla D3.1 se entregan como valores U alternativos a los determinados por $1 - \bar{x}/l$ dados para el Caso 2 en la Tabla D3.1. Se permite usar el valor más grande de los dos.

FIGURA C-D3.4
Determinación de para para conexiones con soldadura longitudinal y transversal.

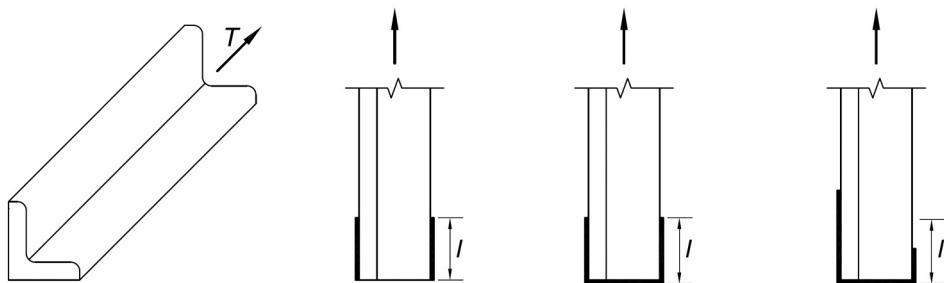
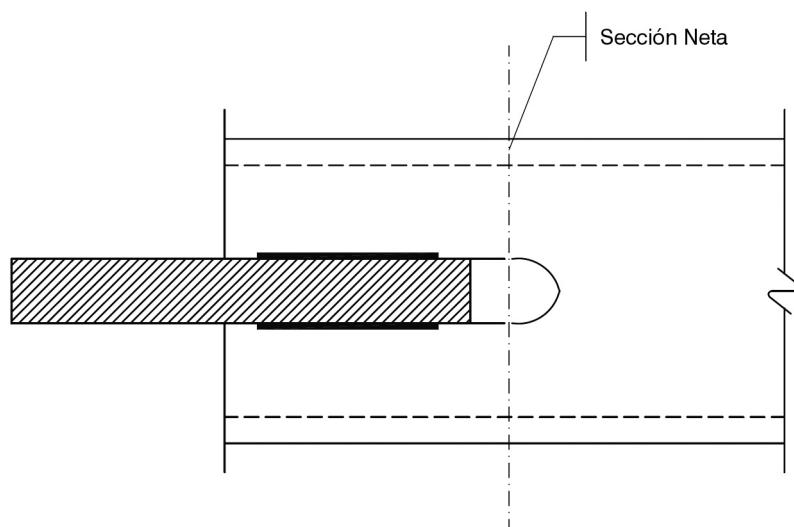


FIGURA C-D3.5
Área neta a través de ranura para plancha gusset simple.



D4. MIEMBROS ARMADOS

Aunque comúnmente no son usados, esta Especificación permite las configuraciones de miembros armados utilizando enlaces, planchas de asiento, y planchas de cubierta perforadas. La longitud y espesor de las planchas de asiento están limitadas por la distancia entre las líneas de elementos de conexión, h , los cuales pueden ser tanto pernos como soldaduras.

D5. MIEMBROS CONECTADOS POR PASADORES

Los miembros conectados por pasadores son usados ocasionalmente por miembros en tracción para cargas permanentes muy grandes. Los miembros conectados por pasadores no son recomendados cuando existe variación suficiente en las sobrecargas como para causar que los pasadores se salgan de sus perforaciones. Deben cumplirse con los requisitos dimensionales presentados en la Sección D5.2 para proveer un funcionamiento apropiado del pasador.

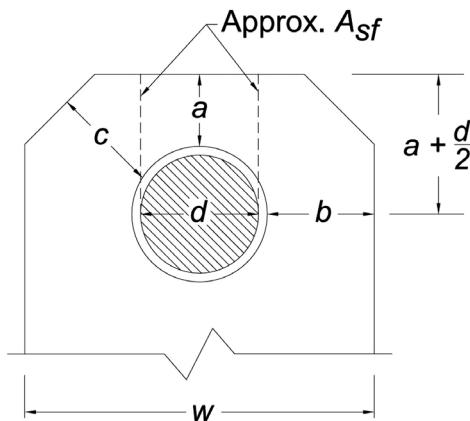
1. Resistencia en Tracción

La resistencia en tracción de los miembros conectados por pasadores usan los mismos valores de los factores ϕ y Ω especificados para estados límites similares. Sin embargo, las definiciones de área neta efectiva para tracción y corte son diferentes, como se muestra en la Figura C-D5.1.

2. Requisitos Dimensionales

En la Figura C-D5.1 se ilustran los requisitos dimensionales para miembros conectados por pasadores.

FIGURA C-D5.1
Requisitos dimensionales para miembros conectados por pasadores.



Requisitos Dimensionales

1. $a \geq 1.33 b_e$
2. $w \geq 2b_e + d$
3. $c \geq a$

donde

$$b_e = 2t + 0.63 \text{ in. (16 mm)} \leq b$$

D6. BIELAS

Las bielas forjadas generalmente han sido reemplazadas por planchas conectadas por pasadores o bielas formadas por planchas cortadas térmicamente. Las disposiciones para el dimensionamiento de las bielas contenidas en esta Especificación están basadas en normas que han evolucionado de una larga experiencia con bielas forjadas. Mediante extensivos ensayos destructivos se ha demostrado que las bielas proveen diseños balanceados cuando son cortadas térmicamente en vez de forjadas. Las reglas más conservadoras para los miembros conectados por pasadores en secciones no uniformes y para miembros que no poseen cabezas circulares alargadas están también basadas en resultados de trabajos experimentales (Johnston, 1939).

Las bielas fabricadas con aceros que tienen una tensión de fluencia mayor que 4.950 kgf/cm² (485 MPa), deben fabricarse con baja esbeltez, de manera de eliminar cualquier posibilidad de pandeo fuera de su plano (“dishing”) al estar sometidas a elevadas tensiones de diseño.

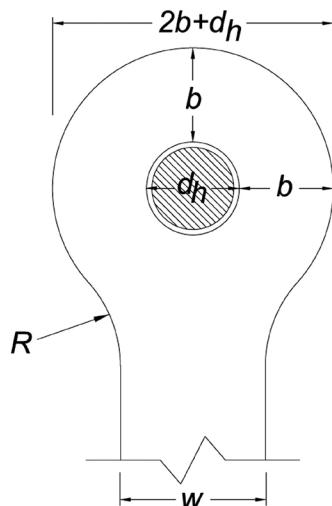
1. Resistencia en Tracción

La resistencia de tracción de las bielas se determina igual que en el caso de miembros en tracción, excepto que, para propósitos de cálculo, el ancho del cuerpo de la biela está limitado a ocho veces su espesor.

2. Requisitos Dimensionales

En la Figura C-D6.1 se ilustran algunos requisitos dimensionales para bielas.

FIGURA C-D6.1
Requisitos dimensionales para bielas.



Requisitos Dimensionales

$$t \geq 1/2 \text{ in. (13 mm)} \text{ (Ver excepción en D6.2)}$$

$$w \leq 8t$$

$$d \geq 7/8w$$

$$d_h \leq d + 1/32 \text{ in. (1 mm)}$$

$$R \geq d_h + 2b$$

$$2/3w \leq b \leq 3/4w \text{ (Límite superior solo para propósitos de cálculo)}$$

CAPÍTULO E

DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN

E1. DISPOSICIONES GENERALES

Las ecuaciones de columnas de la Sección E3 están basadas en una conversión de los resultados de investigación sobre las ecuaciones de resistencia (Ziemian, 2010; Tide, 1985, 2001). Estas ecuaciones son las mismas que las de AISC 2005 *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 2005a), y son esencialmente las mismas que aparecen en ediciones previas de la Especificación LRFD (AISC, 1986, 1993, 2000b)). En la Especificación 2005, el factor de resistencia ϕ ha sido incrementado de 0,85 a 0,90. Este cambio reconoce los resultados de numerosos análisis de resistencia en columnas y ensayos adicionales, combinados con los cambios en las prácticas de la industria que han tomado lugar desde la calibración original que fue desarrollada en las décadas de 1970 y 1980.

En la investigación original de la resistencia de columnas de acero basada en probabilidades (Bjorhovde, 1972; Bjorhovde, 1978) se recomiendan tres curvas de columna. Estas son tres curvas son el promedios de bandas curvas de resistencia para columnas de similar manufactura, basados en extensivos análisis, confirmados por ensayos a tamaño real (Bjorhovde, 1972). Por ejemplo, columnas tubulares HSS formadas en caliente y en frío caen en la banda de datos de mayor resistencia [Categoría 1P de Columna SSRC (Bjorhovde, 1972, 1988; Bjorhovde and Birkemoe, 1979; Ziemian, 2010)], mientras que las columnas de ala ancha soldadas hechas de planchas laminadas por siderúrgicas universales son incluidas en la banda de datos de menor resistencia (Categoría 3P de Columna SSRC). El grupo de datos más grande se concentra alrededor de la Categoría 2P de Columna SSRC. Si la Especificación LRFD original hubiera optado por usar las tres curvas de columna para la respectiva categoría de columna, el análisis probabilístico hubiera dado como resultado un factor de resistencia igual a $\phi = 0.90$ o incluso algo mayor (Galambos, 1983; Bjorhovde, 1988; Ziemian, 2010). Se decidió, sin embargo, emplear una sola curva de columna, Categoría 2P de Columna SSRC, para todos los tipos de columna. Esto resultó en una mayor dispersión de datos y por lo tanto en un mayor coeficiente de variación, de manera tal que el factor de resistencia $\phi = 0.85$ fue adoptado para las ecuaciones de columna para alcanzar una seguridad comparable a la de vigas. Desde entonces, se ha efectuado una cantidad significativa análisis y ensayos adicionales, así como cambios en la práctica, que han demostrado que el incremento a 0.90 es seguro, incluso hasta conservador (Bjorhovde, 1988).

La curva simple de columna y el factor de resistencia de 0,85 fueron seleccionados por el Comité AISC en la Especificación de 1981 en el primer borrador desarrollado de la Especificación LRFD (AISC, 1986). Desde entonces ha habido una serie de cambios en la práctica industrial, entre los que pueden mencionarse: (1) los perfiles soldados ya no son manufacturados con planchas de laminadoras universales; (2) la resistencia de fluencia del acero ha aumentado con las normas de acero de construcción (ASTM 992)

teniendo una tensión de fluencia nominal de 3.520 kgf/cm^2 (345 MPa); y (3) los cambios en las prácticas de producción del acero han resultado en materiales de mayor calidad y propiedades mucho mejor definidas. La magnitud y la dispersión en la tensión de fluencia han llevado a una reducción en el coeficiente de variación para las propiedades de los materiales que tienen relevancia (Bartlett et al., 2003).

FIGURA C-E1.1.
Confiabilidad de columnas (LRFD)

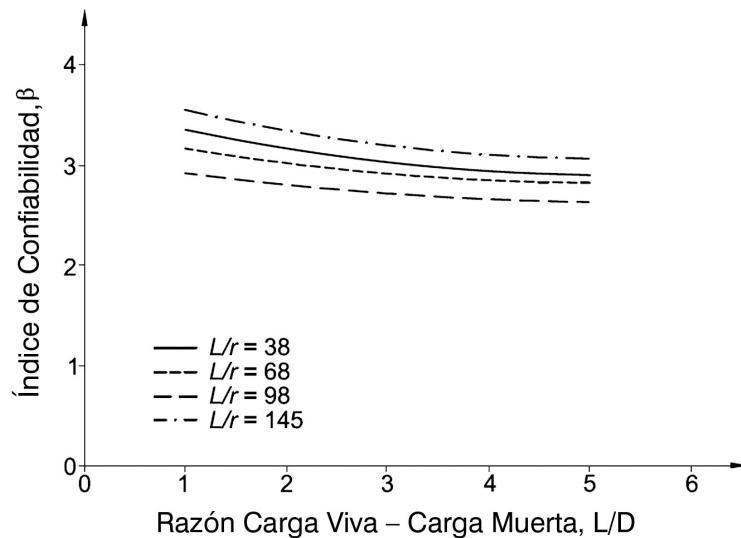
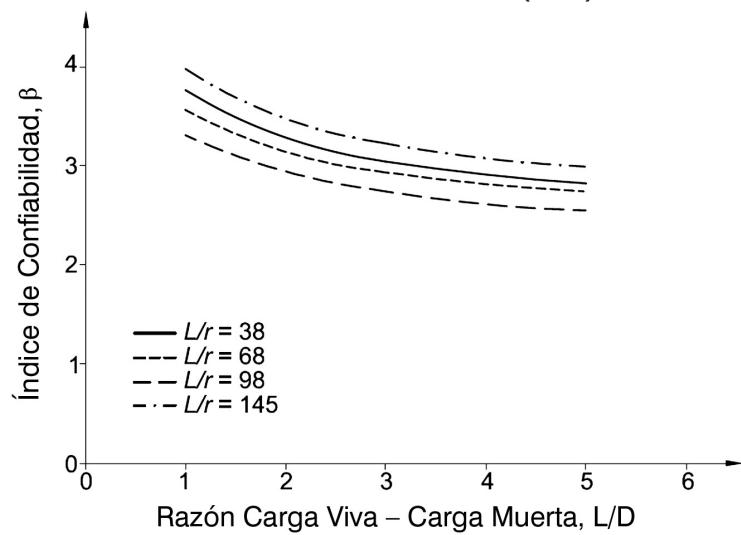


FIGURA C-E1.2.
Confiabilidad de columnas (ASD)



Un examen de la Tabla de Selección de Curvas de Columna SSRC (Bjorhovde, 1988; Ziemian, 2010) revela que ya no es necesaria una Categoría 3P en la Curva de Columna SSRC. Ahora es posible usar conservadoramente sólo los datos estadísticos de la Categoría 2P de Columna SSRC para la determinación probabilística de la seguridad de columnas. Las curvas en Figuras C-E1.1 y C-E1.2 muestran la variación del índice de

confiabilidad β con una razón de sobrecarga a carga permanente L/D en el rango de 1 a 5 para LRFD con $\phi = 0,90$ y ASD con $\Omega = 1,67$, respectivamente, para $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa). El índice de confiabilidad no cae más bajo que $\beta = 2,6$. Esto es comparable a la confiabilidad de vigas.

E2. LONGITUD EFECTIVA

El concepto de límite de esbeltez máximo ha sufrido de un cambio evolutivo desde la restricción “...la razón de esbeltez, KL/r , de miembros en compresión no debe exceder 200...” en la Especificación 1978 a eliminar totalmente esta restricción en la presente Especificación. Las Especificaciones ASD 1978 y LRFD 1999 (AISC, 1978; AISC, 2000b) proveen una transición desde la rígida restricción a ninguna restricción por medio de una provisión flexible que dice “...la razón de esbeltez, KL/r , preferiblemente no debería exceder 200...” Esta última actualmente no es restricción alguna, de manera tal que la presente Especificación ha dispuesto utilizar esta provisión de todas formas. En todo caso, el ingeniero debe tomar en cuenta que columnas con razón de esbeltez de más de 200 tendrán una tensión crítica (Ecuación E3-4) menor que 445 kgf/cm^2 (43,5 MPa). El tradicional límite superior de 200 estaba basado en el juicio profesional y la práctica de la economía en construcción, facilidad de manejo, y cuidado requerido para minimizar daño inadvertido durante la fabricación, el transporte y el montaje. No se recomienda exceder este límite para miembros en compresión excepto para aquellos casos donde el fabricante y el constructor tienen un cuidado especial durante la ejecución.

E3. PANDEO POR FLEXION DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

La Sección E3 aplica para miembros en compresión con todos sus elementos no esbeltos, como se define en la Sección B4.

Las ecuaciones de resistencia de columnas de la Sección E3 son las mismas que en las ediciones previas de la Especificación LRFD, con la excepción de un reemplazo cosmético de la razón de esbeltez adimensional $\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$ por el más familiar $\frac{KL}{r}$. Para la conveniencia de aquellos que calculan la tensión de pandeo elástico directamente, sin calcular primero K , los límites en el uso de las Ecuaciones E3-2 y E3-3 se entregan en términos de la razón F_y/F_c , tal como se muestra en la siguiente discusión.

Una comparación entre las curvas anteriores para diseño de columnas y las introducidas en la Especificación 2005 y en la Especificación actual se muestra en las Figuras C-E3.1 y C-E3.2 para el caso de $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa). Las curvas muestran la variación de la resistencia disponible de columna con la razón de esbeltez para LRFD y ASD, respectivamente. Las curvas LRFD reflejan el cambio en el factor de resistencia ϕ de 0,85 a 0,90 como se explicó en el Comentario. Tanto para LRFD como para ASD, la nueva ecuación de columna entrega un poco más de economía que las previas ediciones de la Especificación.

FIGURA C-E3.1.
Comparación de curvas de columna LRFD

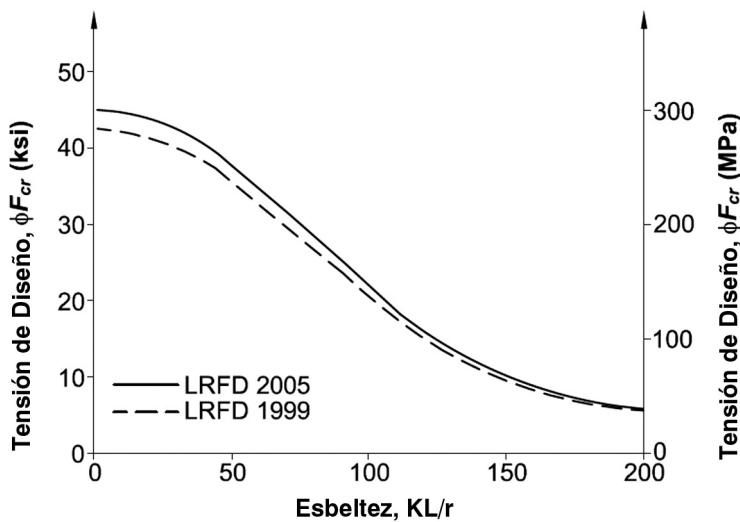
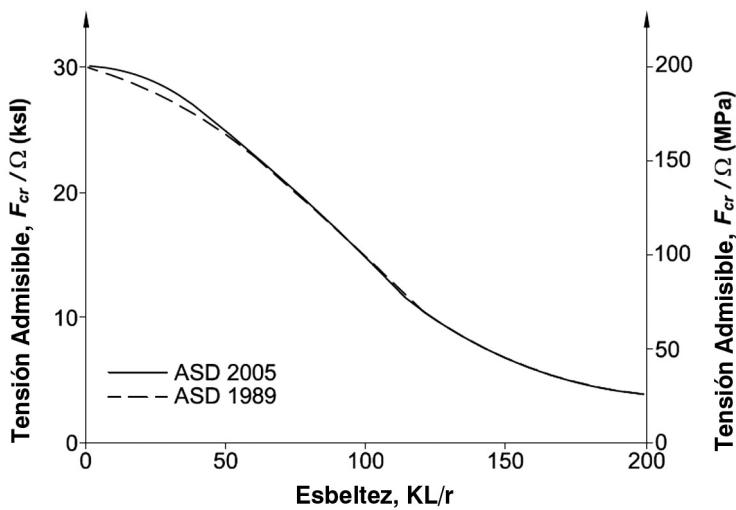


FIGURA C-E3.2.
Comparación de curvas de columna ASD



El límite entre pandeo elástico e inelástico se define como $\frac{KL}{r} = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} = 2,25$.

Esto es lo mismo a $F_e = 0,44F_y$, que es como se definió en la Especificación 2005. Por conveniencia, estos límites están definidos en la Tabla C-E3.1 para los valores comunes de F_y .

TABLA C-E3.1
Valores límite de KL/r y F_e

F_y kgf/cm ² (MPa)	Límite	F_e kgf/cm ² (MPa)
2.529 (248)	134	1.111 (109)
3.518 (345)	113	1.550 (152)
4.222 (414)	104	1.856 (182)
4.925 (483)	96	2.162 (212)

Uno de los parámetros clave en las ecuaciones de resistencia de columnas es la tensión crítica elástica, F_e . En todo caso, F_e puede ser determinado además por otros medios, incluyendo un análisis de pandeo directo del marco, como lo permite el Capítulo C, o desde el análisis de pandeo torsional o flexo-torsional descrito en la Sección E4.

Las ecuaciones de resistencia de columnas de la Sección E3 pueden también ser usadas para el pandeo de marcos y para el pandeo torsional y flexo-torsional (Sección E4); además pueden ser ocupadas con una razón de esbeltez modificada para miembros en ángulos simples (Sección E5); y pueden ser modificadas por el factor Q para columnas con elementos esbeltos (Sección E7).

E4. PANDEO TORSIONAL Y FLEXO - TORSIONAL DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

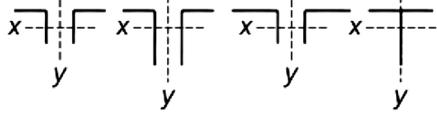
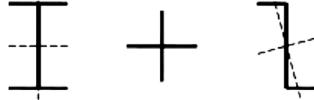
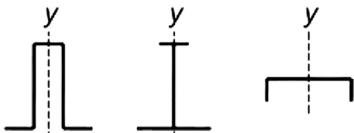
La Sección E4 aplica para miembros con simetría simple y asimétricos, y ciertos miembros con doble simetría, como columnas cruciformes y armadas, con todos sus elementos no esbeltos, como se define en la Sección B4 para elementos en compresión uniforme. Esto también aplica para elementos doblemente simétricos en que la longitud para pandeo torsional es mayor a la longitud de pandeo por flexión de el miembro.

Las ecuaciones de la Sección E4 para determinar las cargas de pandeo elástico torsional y flexo-torsional son derivadas en textos de estabilidad estructural [por ejemplo, Bleich (1952); Timoshenko y Gere (1961); Galambos (1968a); Chen y Atsuta (1977); Galambos u Surovek (2008); Ziemian (2010)]. Ya que las ecuaciones aplican solamente para pandeo elástico, éstas deben ser modificadas para pandeo inelástico al usar la tensión crítica torsional y flexo-torsional, F_{cr} , en las ecuaciones de columna de la Sección E3.

Usualmente los modos de fallas por pandeo torsional de perfiles simétricos y el pandeo flexo-torsional de perfiles asimétricos no son consideradas en el diseño de columnas laminadas. Estas generalmente no gobiernan, o la carga crítica difiere muy poco de la carga de pandeo plano del eje débil. Los modos de pandeo torsional y flexo-torsional pueden, en todo caso, controlar la resistencia de columnas simétricas manufacturadas con elementos de plancha relativamente delgados, columnas asimétricas y columnas simétricas que tienen una longitud no arriostrada en torsión significativamente mayor que la longitud no arriostrada del eje débil en flexión. Las formulas para determinar la tensión crítica elástica para dichas columnas se entregan en la Sección E4. La Tabla C-E4.1 sirve como guía para seleccionar las formulas apropiadas.

El método más simple para calcular la resistencia de pandeo para ángulos dobles y miembros con sección T (Ecuación E4.2) utiliza directamente la resistencia a flexión del eje y de las formulas de columna de la Sección E3 (Galambos, 1991).

TABLA C-E4.1
Selección de las formulas para pandeo torsional y flexo-torsional

Tipos de Sección Casos Sección E4	Fórmulas Aplicables en Sección E4
Ángulo Doble y T – Caso (a) 	E4-2
Todos los perfiles de doble simetría y Z – Caso (b)(i) 	E4-4
Miembros de simetría simple excepto ángulos dobles y secciones T – Caso (b)(ii) 	E4-5
Perfiles asimétricos – Caso (b)(iii) 	E4-6

Las fórmulas E4.4 y E4.11 contienen el factor de longitud efectiva para pandeo torsional K_2 . Este factor puede tomarse conservadoramente como $K_2 = 1,0$. Para mayor precisión, cuando $K_2 = 0,5$ ambos extremos de la columna poseen una conexión que restringe el alabeo, por ejemplo al encerrar el extremo en una longitud a lo menos igual que la profundidad del miembro. Cuando uno de los extremos está restringido al alabeo y el otro extremo está libre para alabear, entonces $K_2 = 0,7$.

En los puntos de arriostramiento deben proveerse tanto arriostramientos laterales y/o torsionales, como los que requiere el Apéndice 6. La Guía AISC Design Guide 9 [Seaburg y Carter (1997)] presentan un repaso de los fundamentos de solicitud torsional para miembros de acero estructural. También se incluyen ejemplos de diseño.

E5. ÁNGULO SIMPLE EN COMPRESIÓN

La capacidad de carga axial de ángulos simples ha de ser determinada de acuerdo con Sección E3 y a Sección E7. Sin embargo, como se destaca en Secciones E4 y E7, los ángulos simples con $b/t \leq 20$ no requieren que se determine F_e de las ecuaciones E4-5 o E4-6. Esto se aplica para todos los ángulos laminados en caliente actualmente producidos; debe aplicarse la Sección E4 para determinar F_e para ángulos fabricados con $b/t > 20$.

La Sección E5 entrega un procedimiento simplificado para el diseño de ángulos simples sujetos a una carga de compresión axial introducida a través de un ala conectada. El án-

gulo es tratado como un miembro cargado axialmente mediante el ajuste de la esbeltez del miembro. El ala conectada debe estar fijada a la plancha gusset o al ala proyectada de otro miembro mediante soldadura o conexión apernada a lo menos con dos pernos. Las expresiones de esbeltez equivalente en esta Sección presuponen una restricción significativa en torno del eje y, que es perpendicular al del ala conectada. Esto conduce a que el miembro ángulo tienda a flectarse y pandear principalmente en torno al eje x. Por esta razón se utiliza el parámetro de esbeltez L/r_x . Las razones de esbeltez modificada utilizadas toman en cuenta indirectamente la flexión en los ángulos debido a excentricidades de carga y por la restricción impuesta por los cordones de enrejados en los extremos.

Las expresiones de esbeltez equivalente también presuponen un grado de restricción rotacional. Las Ecuaciones E5-3 y E5-4 [Caso (b)] suponen un grado mayor de restricción rotacional en torno al eje x que las de las Ecuaciones E5-1 y E5-2 [Caso (a)]. Las Ecuaciones E5-3 y E5-4 son esencialmente equivalentes a aquellas empleadas para ángulos de alas iguales como miembros de alma en torres de transmisión enrejadas en la ASCE 10-97 (ASCE, 2000).

En los enrejados espaciales, los miembros de alma que se unen por una sola cara típicamente ofrecen restricción a la torsión del cordón en los puntos de panel y por lo tanto proveen una significativa restricción en torno al eje x de los ángulos bajo consideración. Existe la posibilidad de que los cordones de un enrejado plano restringidos apropiadamente a la torsión usen el Caso (b), en otras palabras, las Ecuaciones E5-3 y E5-4. De la misma manera, los arriostramientos diagonales de ángulo simple en marcos arriostrados pueden considerarse que poseen suficiente restricción en sus extremos como el Caso (a), en otras palabras, las Ecuaciones E5-1 y E5-2 pueden ser empleadas para su diseño. Este procedimiento, en todo caso, no está pensado para la evaluación de la resistencia en compresión de arriostramientos de ángulo simple en configuración X.

El procedimiento de la Sección E5 permite el uso de ángulos de ala desiguales conectados por su ala menor puesto que la esbeltez equivalente es aumentada por una cantidad que es una función de la razón entre las longitudes de las ala larga y corta, y con un límite superior en L/r_z .

Cuando los miembros en compresión de ángulo simple no pueden ser evaluados usando los procedimientos de esta Sección, se debe utilizar las disposiciones de la Sección H2. Al evaluar P_n , debe ser considerada la longitud efectiva debida a las restricciones en los extremos. Mediante valores de factores de longitud efectiva en torno a los ejes geométricos, se puede usar los procedimientos presentados en Lutz (1992) para calcular un radio de giro efectivo para la columna. Cuando se desea que los resultados no sean demasiado conservadores, se debe considerar también que las restricciones en los extremos reducen la excentricidad de la carga axial de los puentes formados por un ángulo simple y con ello el valor de f_b utilizado en los términos de flexión de la Ecuación H2-1.

E6. MIEMBROS ARMADOS

La Sección E6 considera la resistencia y requisitos dimensionales de miembros armados compuestos de dos o más perfiles interconectados por pernos o soldaduras de punto.

1. Resistencia a Compresión

Esta sección se aplica en miembros armados tales como doble-ángulos o canales dobles con componentes individuales espaciados cercanamente. El espaciamiento longitudinal de los conectores que unen las componentes de miembros armados en compresión debe ser tal que la razón de esbeltez L/r de los perfiles individuales no debe exceder tres cuartas veces la razón de esbeltez del miembro completo. Sin embargo, este requisito no asegura necesariamente que la razón de esbeltez efectiva del miembro armado sea igual al de un miembro armado actuando como una sola unidad.

Para que un miembro armado el ser efectivamente un miembro estructural, las conexiones en los extremos deben estar soldadas o con un apernado pretensionado con superficie de contacto Clase A o B. Aun así, la resistencia a la compresión estará afectada por la deformación de corte de los conectores intermedios. La Especificación usa la razón de esbeltez equivalente para considerar este efecto. Basado principalmente en los datos de ensayos de Zandonini (1985), Zahn y Haaijer (1987), se ha desarrollado una formulación empírica de la razón de esbeltez efectiva que aparece en AISC 1986 *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 1986). Cuando conectores intermedios ya sean soldados o con un apernado pretensionado han sido empleados, Aslani y Goel (1991) desarrollaron una formula semi-analítica para el uso de la Especificación AISC de 1993, 1999 y 2005 (AISC, 1993, 2000b y 2005a). A medida que se tienen más dato disponibles, una evaluación estadística (Sato y Uang, 2007) muestran que las expresiones simplificadas de la Especificación tienen el mismo nivel de seguridad.

Puede ser necesario que el espaciamiento entre sujetadores deba ser menor que el máximo requerido por resistencia, para asegurar un buen ajuste sobre la superficie completa de contacto continuo. Los requisitos especiales para miembros de acero expuestos a condiciones atmosféricas de corrosión son dadas por Brockenbrough (1983).

2. Requisitos Dimensionales

La Sección E6.2 provee requisitos adicionales en el espaciamiento de conectores y conexiones en los extremos para el diseño de miembros armados. Los requisitos de diseño para miembros armados con enlaces donde los componentes individuales están ampliamente espaciados son también entregados. Algunos requisitos de dimensionamiento de están basados en criterio y experiencia. Las disposiciones que mandan el dimensionamiento de planchas de cubierta perforadas están basadas en extensivas investigaciones experimentales (Stang y Jaffe, 1948).

E7. MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS

El ingeniero estructural que diseña con planchas y perfiles laminados rara vez encontrará una ocasión para utilizar la Sección E7 de la Especificación. Entre los perfiles laminados los casos encontrados más frecuentes que requieren la aplicación de esta Sección son columnas que contienen ángulos con alas delgadas y columnas de sección T que poseen almas esbeltas. Debe prestarse atención especial en la determinación de Q cuando las columnas son hechas soldando o apernando planchas delgadas.

Las disposiciones de la Sección E7 consideran las modificaciones que deben realizarse cuando uno o más elementos planchas en la sección transversal de la columna son esbeltos. Un elemento plancha se considera esbelto cuando su razón ancho/espesor excede el valor límite λ_r definido en la Tabla B4.1a. Mientras el elemento plancha no sea esbelto, este puede soportar completamente la tensión de fluencia sin pandeo local. Cuando la sección contiene elementos esbeltos, el factor de reducción de esbeltez Q define la razón entre la tensión por pandeo local y la tensión de fluencia, F_y . La tensión de fluencia, F_y , es reemplazada por el valor QF_y en las ecuaciones de columna de la Sección E3. Estas ecuaciones se repiten como Ecuaciones E7-2 y E7-3. Este alcance para tratar con columnas con elementos esbeltos ha sido utilizado desde la Especificación 1969 (AISC, 1969), emulando la Especificación AISI 1969 (AISI, 1969). Antes del año 1969, la práctica del AISC fue la de suprimir el ancho de la plancha que excediera el límite λ_r y verificar la sección remanente de acuerdo con su tensión admisible, lo que resultó ser ineficiente y anti-económico. Las ecuaciones de la Sección E7 son casi idénticas a las ecuaciones originales.

La Especificación hace una distinción entre columnas que poseen elementos no atiesados y atiesados. Se utilizan dos filosofías por separado: elementos no atiesados son considerados por alcanzar su estado límite cuando estos alcanzan la tensión teórica de pandeo local. Los elementos atiesados, por otra parte, hacen uso de la resistencia de post-pandeo inherente en una plancha que está soportada en ambos bordes longitudinales, tales como las columnas tubulares. El concepto de ancho efectivo se usa para obtener la resistencia post-pandeo adicional. Esta filosofía dual refleja la práctica de 1969 en el diseño de columnas formadas en frío. Las ediciones posteriores de las Especificaciones AISI, en particular, la *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members* (AISI, 2001), de ahora en adelante referida como Especificación Norteamericana AISI adoptó el concepto de ancho efectivo tanto para columnas atiesadas como no atiesadas. Las ediciones posteriores de la Especificación AISI (incluyendo esta Especificación), no siguen el ejemplo dejado por la Especificación AISI para planchas no atiesadas pues las ventajas de la resistencia post-pandeo no son disponibles a menos que los elementos plancha sean muy esbeltos. Tales dimensiones son comunes para columnas formadas en frío, pero son raramente encontradas en estructuras hechas con planchas laminadas.

1. Elementos Esbeltos no Atiesados, Q_s

Las ecuaciones para el factor de reducción de tensiones en elementos esbeltos, Q_s , se entregan en la Sección E7.1 para los casos de elementos que sobresalen en perfiles laminados (Caso a), perfiles armados (Caso b), ángulos simples (Caso c), y almas de secciones T, (Caso d). El esquema implícito para estas disposiciones se ilustra en la Figura C-E7.1. Las curvas muestran la relación entre el factor Q y la razón de esbeltez

$$\text{no dimensional } \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} . \quad \text{El ancho } b \text{ y el espesor } t \text{ se definen para los perfiles}$$

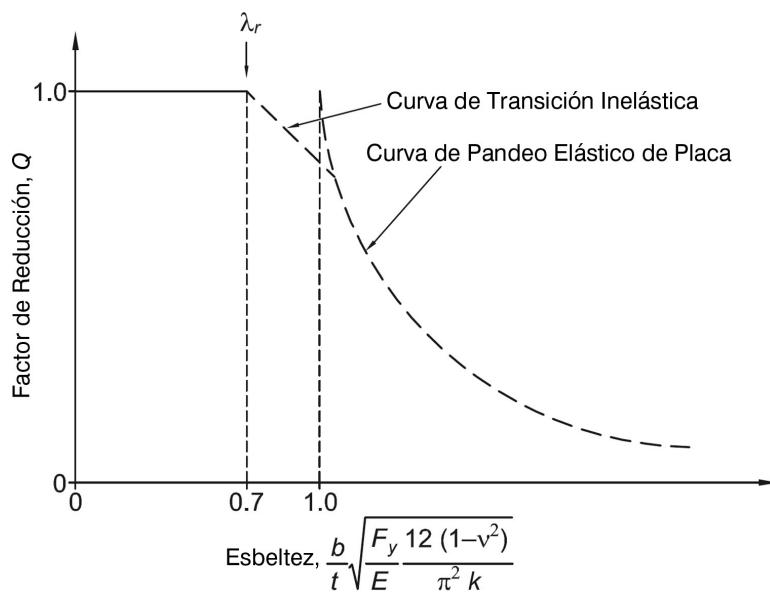
aplicables en Sección B4; $\nu = 0,3$ (Módulo de Poisson), y k es el coeficiente de pandeo de plancha que depende del tipo y restricciones de borde de la plancha. Para ángulos simples, $k = 0,425$ (se supone sin restricción en el otro extremo del ala), y para elementos de ala sobresalientes y almas de secciones T, k es aproximadamente igual a 0,7 lo

cual refleja que se ha estimado la restricción desde la parte de la sección en donde la plancha es conectada a uno de sus bordes, siendo el otro borde libre.

La curva que relaciona Q con la razón de esbeltez de plancha tiene tres componentes: (i) una parte donde $Q = 1$ cuando el factor de esbeltez es menor que o igual a 0,7 (la plancha puede ser sometida a tensión hasta alcanzar su límite de fluencia), (ii) la zona de pandeo elástico de la plancha, cuando el pandeo es controlado por $F_{cr} = \frac{\pi^2 E k}{12(1-\nu^2)\left(\frac{b}{t}\right)^2}$,

y (iii) una zona de transición que toma en cuenta empíricamente los efectos de fluencia temprana debido a las tensiones residuales en el perfil. Generalmente la zona de transición se toma como una línea recta. El desarrollo de las disposiciones para elementos no atiesados se debe a los trabajos de Winter y sus colaboradores, en el Comentario de la Especificación Norteamericana AISI (AISI, 2001, 2007) se presenta lista completa de referencias en esta materia. Las disposiciones de esbeltez son ilustradas por el ejemplo de alas esbeltas de perfiles laminados en Figura C-E7.2.

FIGURA C-E7.1
Definición de Q_s para elementos esbeltas no atiesados



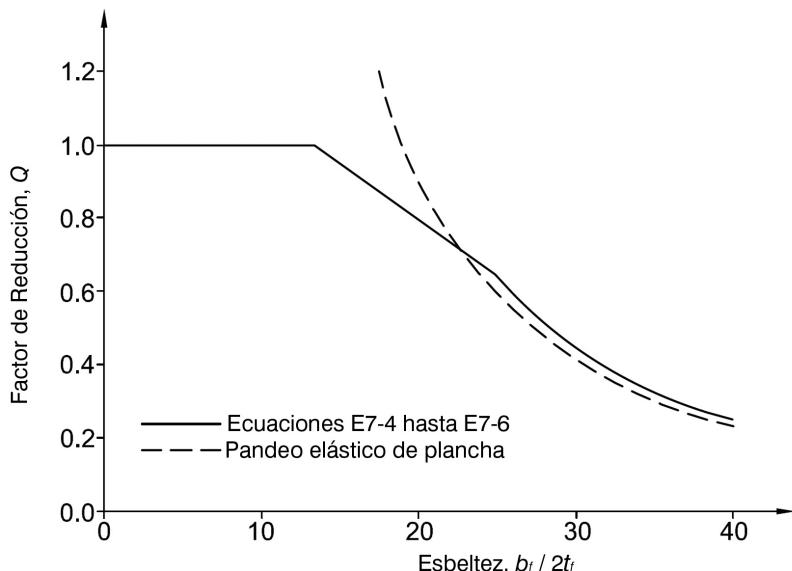
Las ecuaciones para alas sobresalientes no atiesadas, ángulos y planchas de secciones armadas (Ecuaciones E7-7 a E7-9) tienen una historia que comienza con la investigación publicada por Johnson (1985). En ensayos de vigas con alas esbeltas y almas esbeltas, se encontró que existía una interacción entre el pandeo de las alas y la distorsión en el alma lo que originaba una predicción no conservadora de la resistencia. La modificación basada en las ecuaciones recomendadas por Johnson (1985) apareció primero en la Especificación ASD 1989 (AISC, 1989).

Para simplificar las ecuaciones originales en la Especificación LRFD 1993 (AISC, 1993) fueron introducidas modificaciones, y estas ecuaciones se han mantenido intactas en la presente Especificación. La influencia de la esbeltez del alma se considera por la incorporación del factor

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \quad (\text{C-E7-1})$$

en las ecuaciones de λ_r y Q , donde k_c , para propósitos de cálculo no debe tomarse menor que 0,35 ni mayor que 0,76.

FIGURA C-E7.2
Q para columnas laminadas de ala ancha de
Fy = 3.520 kgf/cm² (345 MPa)



2. Elementos Esbeltos Atiesados, Q_a

Mientras que para los elementos esbeltos no atiesados la Especificación para pandeo local está basada en el estado límite de inicio de pandeo de la plancha, un método mejorado basado en el concepto de ancho efectivo es usado para la resistencia a compresión de elementos atiesados en columnas. Este método fue propuesto originalmente por von Karman, Sechler, y Donnell (1932). El método fue posteriormente modificado por Winter (1947) para proveer una transición entre elementos muy esbeltos y elementos de baja esbeltez, demostrado mediante ensayos que es completamente efectivo. De acuerdo con la modificación introducida por Winter (1947) para la Especificación Norteamericana AISI (AISI, 2001, 2007), la razón entre la anchura efectiva y la anchura actual aumenta en la medida que el nivel de tensión de compresión aplicado al elemento atiesado en un miembro disminuye, y toma la forma:

$$\frac{b_e}{t} = 1.9 \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{C}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \quad (\text{C-E7-2})$$

Donde f se toma como F_{cr} de la columna suponiendo $Q = 1,0$, y C es una constante basado en resultados de ensayos (Winter, 1947).

El valor base del coeficiente C para columnas de acero formadas en frío en las ediciones de la Especificación Norteamericana AISI desde la década de 1970 es $C = 0,415$. El coeficiente original AISI de 1,9 usado en la Ecuación C-E7-2 fue cambiada por 1,92 en la Especificación para reflejar el hecho que el módulo de elasticidad E se toma como $(2,07 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2)$ (203.400 MPa) para acero formado en frío, y $2,04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ (200.000 MPa) para acero laminado.

En el caso de tubos cuadrados y rectangulares de espesor uniforme, donde los lados aportan una restricción rotacional poco significativa unos a otros, el valor de $C = 0,38$ en la Ecuación E7-18 es mayor que el valor de $C = 0,34$ en la Ecuación E7-17. La Ecuación E7-17 aplica en general para los casos de planchas atiesadas en compresión uniforme donde existe una restricción substancial desde el ala adyacente o desde elementos de alma. Los coeficientes $C = 0,38$ y $C = 0,38$ son menores que el valor equivalente $C = 0,415$ de la Especificación Norteamericana AISI (AISI, 2001, 2007), lo que refleja el hecho que las secciones de acero laminado tienen conexiones más rígidas entre planchas debido a la soldadura o filetes en perfiles laminados que en el caso de perfiles formados en frío.

La teoría clásica de cilindros comprimidos longitudinalmente sobreestima la resistencia al pandeo, a menudo un 200% o más. Las imperfecciones inevitables del perfil y la excentricidad de las cargas son las responsables de la reducción en la resistencia real respecto de la resistencia teórica. Los límites en la Sección E7.2(c) están basadas en evidencia experimental (Sherman, 1976), en vez de cálculos teóricos, donde se indica que el pandeo local no ocurre cuando

$$\frac{D}{t} \leq 0,11 \frac{E}{F_y}$$

Cuando D/t excede este valor pero es menor que

$$\frac{D}{t} \leq 0,45 \frac{E}{F_y}$$

La Ecuación E7-19 provee una reducción en el factor de reducción de pandeo local Q . Esta Especificación no recomienda el uso de columnas con perfil tubular circular cuando

$$\frac{D}{t} > 0,45 \frac{E}{F_y}$$

CAPÍTULO F

DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN

F1. DISPOSICIONES GENERALES

El Capítulo F aplica a miembros solicitados a flexión simple en torno de un eje principal de la sección transversal. La Sección F2 entrega las disposiciones para la resistencia en flexión de miembros compactos de sección I con doble simetría y secciones canal sujetas a flexión en torno a su eje mayor. Para la mayoría de los ingenieros, las disposiciones de esta Sección serán suficientes para desarrollar los diseños habituales. Las demás secciones del Capítulo F consideran casos que se presentan con menor frecuencia a los ingenieros estructurales. Debido a que existen muchos casos, la Tabla F1.1 ha sido incluida como un mapa de navegación a través de todos los casos considerados en el Capítulo F. La cobertura de este Capítulo es extensa y hay muchas ecuaciones que parecen formidables; sin embargo, se hace hincapié nuevamente que para la mayoría de los diseños, el ingeniero rara vez, necesita ir más allá de la Sección F2.

Para todas las secciones cubiertas en el Capítulo F, la resistencia nominal en flexión más probable es el momento plástico, $M_n = M_p$. Es importante tener presente que el uso de este valor en el diseño representa un aprovechamiento óptimo del acero. Para poder utilizar M_p la sección de la viga debe ser compacta y el miembro debe estar arriostrado lateralmente. La compactidad depende de la razón ancho/espesor de las planchas que conforman el ala y el alma, tal como se define en Sección B4. Cuando no se cumplen estas condiciones, la resistencia nominal de flexión disminuye. Todas las secciones en el Capítulo F tratan esta reducción de la misma forma. Para vigas arriostradas lateralmente, la región de momento plástico se extiende sobre el rango de razones ancho/espesor de plancha, λ hasta el valor de λ_p . Esta es la condición compacta. Más allá de este límite el momento nominal disminuye linealmente hasta que λ alcanza λ_r . Este es el rango donde la sección es no compacta. Más allá de λ_r , la sección posee elementos esbeltos.

La Figura C-F1.1 ilustra estos tres rangos en el caso de un miembro laminado de ala ancha H para el estado límite de pandeo local. La Guía AISC de Diseño 25, *Frame Design Using Web-Tapered Members* (Kaehler y otros, 2010) trata la resistencia en flexión para miembros con el alma perforada. La curva en la Figura C-F1.1 muestra la relación entre la razón ancho/espesor del ala $b_f/2tf_y$ el momento nominal, M_n .

La relación básica entre el momento de flexión nominal M_n , y la longitud no arriostrada, L_p , para el estado límite de pandeo lateral-torsional se muestra en la Figura C-F1.2 para una sección compacta simplemente apoyada solicitada a flexión uniforme con $C_b = 1,0$.

FIGURA C-F1.1.
Resistencia de Flexión Nominal como función de la razón ancho/espesor de perfiles H laminados.

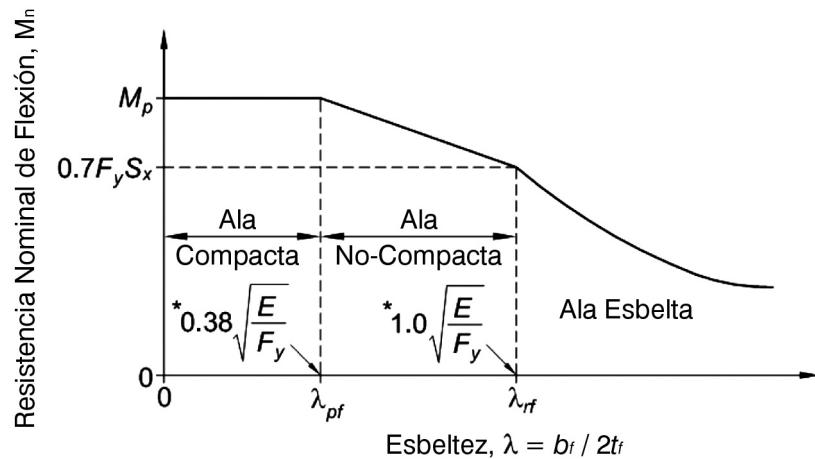
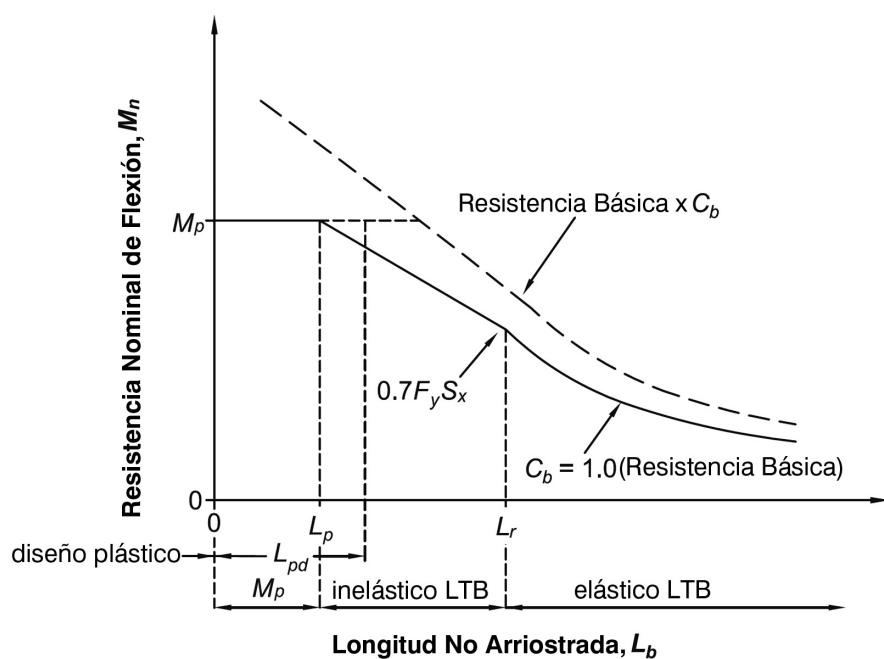


FIGURA C-F1.2.
Resistencia de Flexión Nominal como una función de la longitud no arriostrada y el gradiente de momentos.



Existen cuatro zonas principales definidas en la curva básica por las longitudes L_{pd} , L_p , y L_r . La Ecuación F2-5 define la longitud no arriostrada máxima L_p para alcanzar M_p con momento uniforme. El pandeo elástico lateral-torsional ocurrirá cuando la longitud no arriostrada es mayor que L_r dada por Ecuación F2-6. La Ecuación F2-2 define el rango de pandeo inelástico lateral-torsional como una línea recta entre los límites definidos M_p para L_p y $0,7 F_y S_x$ para L_p . La resistencia al pandeo en la región elástica está dada por la Ecuación F2-3. La longitud L_{pd} se define en el Anexo 1 como la longitud no arriostrada límite para el diseño plástico. Aun cuando los métodos de diseño plástico generalmente requieren límites más estrictos en la longitud no arriostrada comparados con el diseño elástico, la magnitud de L_{pd} es a menudo mayor a L_p . La razón de esto es porque la expresión de L_{pd} considera el gradiente de momento directamente, mientras el diseño basado en un análisis elástico depende del factor C_b para tomar en cuenta los beneficios del gradiente de momento que se discuten en los párrafos siguientes.

Cuando el diagrama de momentos a lo largo del miembro es distinto del diagrama de momentos uniforme, la resistencia al pandeo lateral se obtiene de multiplicar la resistencia básica en la región elástica e inelástica por C_b como se muestra en la Figura C-F1.2. Sin embargo, en ningún caso la capacidad máxima de momento puede exceder el valor de momento plástico M_p . Debe tenerse presente que el valor de L_p dado por la Ecuación F2-5 es meramente una definición que tiene significado físico solamente cuando $C_b = 1,0$. Para valores de mayores que 1,0, los miembros con grandes longitudes no arriostradas pueden alcanzar M_p , como se muestra en la curva para $C_b > 1,0$ de la Figura C-F1.2. Esta longitud se calcula al igualar la Ecuación F2-2 a M_p y resolver para L_b usando el valor actual de C_b .

La siguiente ecuación ha sido usada desde 1961 en la Especificación AISC para ajustar las ecuaciones de pandeo lateral-torsional a las variaciones en el diagrama de momento dentro de la longitud no arriostrada

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \quad (\text{C-F1-1})$$

donde

M_1 = menor momento en el extremo de la longitud no arriostrada, T-m (N-mm)

M_2 = mayor momento en el extremo de la longitud no arriostrada, T-m (N-mm)

(M_1 / M_2) es positivo cuando los momentos causan doble curvatura y negativo para curvatura simple.

Sin embargo, esta ecuación solo se aplica a diagramas de momento formados de líneas rectas entre puntos arriostrados, una condición que rara vez ocurre en el diseño. La ecuación entrega un límite inferior a las soluciones desarrolladas por Salvadori (1956). La Ecuación C-F1-1 puede ser fácilmente malinterpretada y mal aplicada para diagramas de momento que no son lineales dentro del segmento no arriostrado. Kirby y Nethercot (1979) presentan una ecuación que aplica para varias formas de diagramas de momento dentro del segmento no arriostrado. Su ecuación original ha sido ligeramente ajustada para resultar en la Ecuación C-F1-2 (Ecuación F1-1 en el cuerpo de esta Especificación):

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{C-F1-2})$$

Esta Ecuación entrega una solución más precisa para vigas con extremos fijos, y entrega aproximadamente las mismas respuestas que la Ecuación C-F1-1 para diagramas de momento con líneas rectas entre puntos de arriostramiento. calculado mediante la Ecuación C-F1-2 para diagramas de momento con otras formas muestra un buen ajuste con ecuaciones más precisas pero más complejas (Ziemian, 2010). La Ecuación C-F1-2 usa los valores absolutos de los momentos ubicados en los tres cuartos del tramo y el máximo momento. El momento máximo en el segmento no arriostrado siempre es usado para comparar con el momento nominal M_n . Se usa la longitud entre arriostramientos, y no la distancia entre puntos de inflexión. Es igualmente satisfactorio usar C_b según la Ecuación C-F1-1 para diagramas de momento en línea recta dentro del largo no arriostrado.

El factor de modificación por pandeo lateral-torsional dado en Ecuación C-F1-2 es aplicable para secciones doblemente simétricas y debe de ser modificado para ser empleado en secciones con simetría simple. Trabajos anteriores consideran el comportamiento de vigas con sección H con simetría simple sujetas a cargas gravitacionales (Helwig y otros, 1997). El estudio resultó en la siguiente expresión:

$$C_b = \left[\frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \right] R_m \leq 3.0 \quad (\text{C-F1-3})$$

Para curvatura simple por flexión: $R_m = 1,0$

Para doble curvatura por flexión:

$$R_m = 0.5 + 2 \left(\frac{I_{y\ Top}}{I_y} \right)^2 \quad (\text{C-F1-4})$$

donde

- $I_{y\ top}$ = momento de inercia del ala superior sobre un eje a través del alma, cm^4 (mm^4)
 I_y = momento de inercia de la sección completa sobre un eje a través del alma, cm^4 (mm^4)

La ecuación C-F1-3 fue desarrollada para carga gravitacional de vigas con su eje longitudinal orientado horizontalmente, por lo que el ala superior se define como el ala sobre el centroide geométrico de la sección. El término entre paréntesis de C-F1-3 es idéntico a la Ecuación C-F1-2 mientras el factor R_m es un modificador para secciones de simetría simple, el que es mayor a la unidad cuando el ala superior es el ala más grande, y es menor a la unidad cuando el ala superior es la más pequeña. Para secciones de simetría simple sujetas a doble curvatura por flexión, la resistencia por pandeo lateral-torsional deberá ser evaluada tratando en forma separadamente cada ala como el ala en compresión y comparando la resistencia disponible por flexión con el momento requerido que causa compresión en el ala en consideración.

El factor C_b discutido está definido como función del espacio entre puntos arriostrados. Sin embargo muchas situaciones surgen cuando una viga puede estar sometida a doble curvatura y tiene una de las alas continuamente arriostrada lateralmente por viguetas cercanamente espaciadas y/o a planchas de acero colaborante usualmente empleadas para sistemas de losas o de techo. A pesar de que el arriostramiento lateral entrega un significativo confinamiento a una de las alas, la otra ala de todas formas puede pandear lateralmente debido a la compresión causada por la flexión en doble curvatura. Una variedad de expresiones para C_b han sido desarrolladas como una función del tipo de carga, distribución de los momentos, y las condiciones de apoyo. Para vigas cargadas gravitacionalmente con el ala superior lateralmente confinada, son aplicables las siguientes expresiones (Yura, 1995; Yura y Helwig, 2009):

$$C_b = 3.0 - \frac{2}{3} \left(\frac{M_1}{M_o} \right) - \frac{8}{3} \left[\frac{M_{CL}}{(M_o + M_1)^*} \right] \quad (\text{C-F1-5})$$

donde

- M_o = Momento en el extremo de la longitud no arriostrada que entrega la mayor tensión por compresión las alas inferiores, T-m, (N-mm)
- M_1 = Momento en el otro extremo de la longitud no arriostrado, T-m, (Nmm)
- M_{CL} = Momento en la mitad de la longitud no arriostrada, T-m, (N-mm)
- $(M_o + M_1)^* = M_o$ si M_1 es positivo

La longitud no arriostrada se define como el espacio entre los puntos donde el giro es restringido. La convención de signos para los momentos se ilustra en Figura C-F1.3. M_o y M_1 son negativos según se detalla en la figura, mientras M_{CL} es positivo. El asterisco en el último término de C-F1-5 indica que M_1 es tomado como cero en el ultimo termino si tiene un valor positivo. Por ejemplo, considerando la distribución de momentos mostrados en la Figura C-F1.4, el valor C_b sería:

$$C_b = 3.0 - \frac{2}{3} \left(\frac{+200}{-100} \right) - \frac{8}{3} \left(\frac{+50}{-100} \right) = 5.67$$

Note que $(M_o + M_1)^*$ es tomado como M_o pues el valor de M_1 es positivo.

En este caso, $C_b = 5.67$ podría ser usado con la resistencia al pandeo lateral-torsional para la viga usando una longitud no arriostrada de 6.10 m (20 ft) la cual es definida por la ubicación de los puntos donde el giro o los movimientos laterales de ambas alas están restringidos.

Un problema de pandeo similar ocurre en las vigas de techo que son levantadas por la carga de viento. La cubierta de techo metálica que es usada en sistemas de techo usualmente restringe el ala superior de la viga; sin embargo el levantamiento puede ser tal que cause que las alas inferiores estén en compresión. La convención de signos para momentos es la misma que se indica en la figura C-F1.3. El momento debe producir compresión en las alas inferiores (MCL negativo) para que la viga pandee. Tres diferentes expresio-

nes son entregadas en la Figura C-F1.4 dependiendo si los momentos son positivos o negativos (Yura y Helwig, 2009). Como se señaló anteriormente, la longitud no arriostrada es definida como el espacio entre puntos donde las alas superiores e inferiores están restringidas a los movimientos laterales o entre puntos con restricción al giro.

FIGURA C-F1.3.
Convención de signos para momentos en la ecuación C-F1-5.

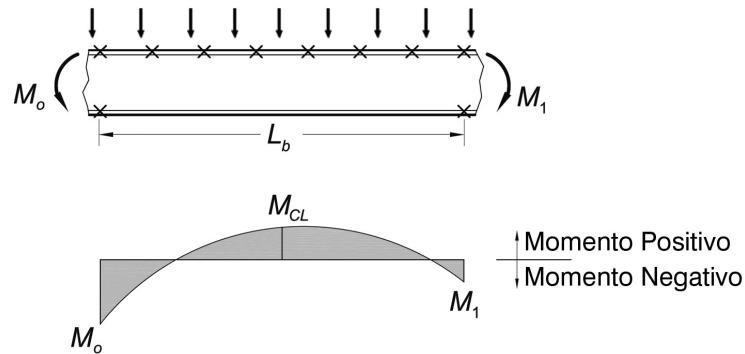
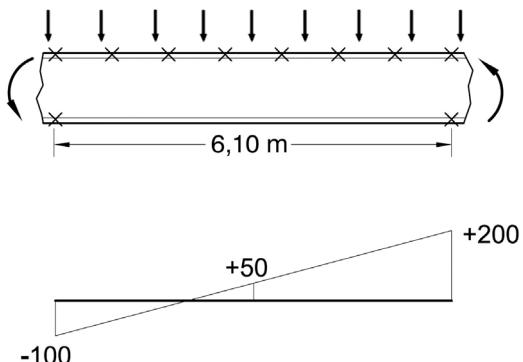


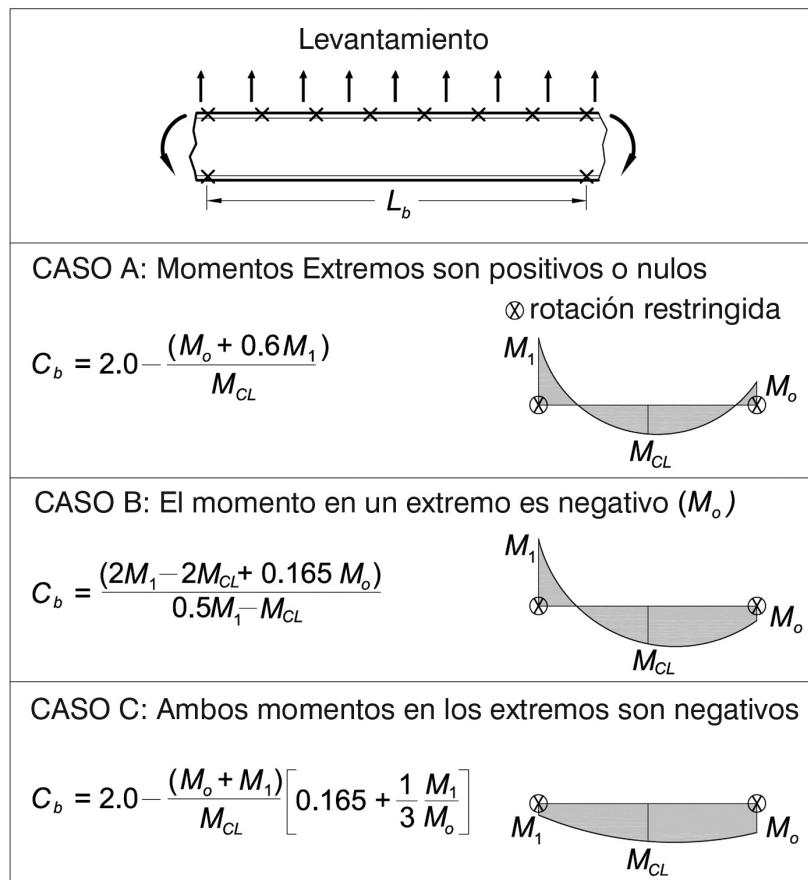
FIGURA C-F1.4.
Diagrama de momentos para el ejemplo numérico de aplicación de la ecuación C-F1-5



Las fórmulas para el estado límite de pandeo lateral-torsional del Capítulo F suponen que las cargas son aplicadas a lo largo del eje centroidal de la viga. puede ser tomado conservadoramente igual a 1.0, con la excepción de algunos casos que involucran voladizos sin arriostrar o miembros sin arriostramiento dentro de su luz y con cargas significativas aplicadas en el ala superior. Cuando la carga es ubicada sobre el ala superior y ésta no se encuentra arriostrada, existe un efecto de ladeo que reduce el momento crítico; por el contrario, cuando la carga se suspende desde el ala inferior no arriostrada, existe un efecto estabilizador que aumenta el momento crítico (Ziemian, 2010). Para cargas en el ala superior no arriostrada de miembros compactos de sección H, el momento crítico reducido puede ser conservadoramente aproximado al igualar la expresión raíz cuadrada en la Ecuación F2-4 a 1,0.

El factor de longitud efectiva igual a 1,0 está implícito en las ecuaciones de momento crítico para representar el peor caso de segmento no arriostrado simplemente apoyado. La resistencia de momento puede incrementarse cuando el segmento crítico se apoya sobre sus segmentos adyacentes que no han sufrido pandeo. Los estudios de los efectos de la continuidad de la viga en el pandeo lateral-torsional, han permitido desarrollar y proponer un método de diseño, simple y conservador basado en la analogía de columnas con extremos restringidos sin desplazamiento lateral con una longitud efectiva menor a 1,0 (Zeimian, 2010).

FIGURA C-F1.5.
Los Factores C_b para carga de levantamiento en vigas con el ala superior continuamente restringida.



F2. MIEMBROS COMPACTOS DE SECCIÓN H DOBLEMENTE SIMETRICAS Y CANALES FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

La Sección F2 aplica para miembros compactos con sección I o canales sometidos a flexión en torno a su eje mayor; por lo tanto el único estado límite a considerar es el pandeo lateral-torsional. Casi todos los perfiles laminados de ala ancha contenidos en el *Manual de Construcción en Acero AISC* son candidatos para ser diseñados por las disposiciones de esta Sección, como se indica en las Notas que se incluyen en la Especificación.

Las ecuaciones de la Sección F2 son idénticas a las correspondientes de la Sección F1 de la Especificación 1999 *Specification for Structural Steel Buildings-Load and Resistance Factors Design*, denominada en lo sucesivo Especificación LRFD 1999 (AISC, 2000b) y a las disposiciones de la Especificación 2005; Specification for Structural Steel Buildings (AISC, 2005a), denominada en lo sucesivo Especificación 2005. La Tabla C-F2.1 entrega una lista de la equivalencia entre las ecuaciones:

TABLA C-F2.1. Comparación de las Ecuaciones para Resistencia Nominal de Flexión	
Ecuaciones Especificación AISC/LRFD 1999	Ecuaciones Especificaciones 2005 y 2010
F1-1	F2-1
F1-2	F2-1
F1-13	F2-3

La única diferencia entre la Especificación LRFD 1999 (AISC 2000,b) y esta Especificación es que la tensión en la interfase entre pandeo elástico e inelástico ha sido cambiada de $F_y - F_r$ en la edición 1999 a $0,7F_y$. En las especificaciones previas a la Especificación 2005 la *tensión residual*, F_r , era diferente para perfiles laminados y soldados era diferente, igual a 705 kgf/cm^2 (69 MPa) y 1.160 kgf/cm^2 (114 MPa), respectivamente. En la Especificación 2005 y en esta, la tensión residual ha sido tomada como de manera tal, que se adoptó el valor de $F_y - F_r = 0,7 F_y$. Este cambio fue hecho para ayudar a la simplicidad con efecto despreciable en la economía.

La tensión de pandeo lateral-torsional elástico, F_{cr} , según la Ecuación F2-4 :

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (\text{C-F2-1})$$

es idéntica a la Ecuación F1-13 de la Especificación LRFD 1999:

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} = \frac{C_b \pi}{L_b S_x} \sqrt{E I_y G J + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \quad (\text{C-F2-2})$$

si $c = 1$ (ver su definición en la Sección F2);

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}; \quad h_o = d - t_f; \quad \text{y} \quad \frac{2G}{\pi^2 E} = 0.0779$$

La Ecuación F2-5 es la misma que la ecuación F1-4 de la Especificación LRFD 1999 (AISC, 2000b), y F2-6 corresponde a la ecuación F1-6. Esta se obtiene al igualar $F_{cr} = 0,7 F_y$ en Ecuación F2-4 y resolviendo para L_b . El formato de la Ecuación F2-6 ha cambiado en la Especificación 2010 de forma tal que cuando $J = 0$ no queda sin definir. Para valores distintos entrega idénticos resultados. El término r_{ts} puede ser calculado conservadamente como el radio de giro del ala en compresión más un sexto del alma.

Estas disposiciones han sido simplificadas en relación a las disposiciones ASD anteriores sobre la base de un mayor entendimiento del comportamiento de los estados límites en vigas. La tensión máxima admisible obtenida en estas disposiciones puede ser ligeramente mayor que el límite previo de $0,66 F_y$, ya que la resistencia plástica verdadera del miembro se refleja en el uso del módulo seccional plástico en la Ecuación F2-1. Las disposiciones de la Sección F2 para longitudes no arriostradas son satisfechas a través del uso de dos ecuaciones, una para el pandeo inelástico lateral-torsional (Ecuación F2-2), y otra para el pandeo elástico lateral-torsional (Ecuación F2-3). Las disposiciones ASD anteriores entregan una tensión límite arbitraria de $0,6 F_y$ cuando la viga no era completamente arriostrada y requería la verificación de tres ecuaciones con la selección de la tensión más grande para determinar la resistencia de la viga no arriostrada lateralmente. Con las disposiciones actuales, una vez determinada la longitud no arriostrada, la resistencia del miembro puede ser obtenida directamente de estas ecuaciones.

F3. MIEMBROS DE SECCIÓN H DOBLEMENTE SIMETRICAS CON ALMAS COMPACTAS Y ALAS NO COMPACTAS O ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

La Sección F3 es un suplemento de la Sección F2 para el caso cuando el ala de la sección es no compacta o esbelta (ver Figura C-F1.1, variación lineal de M_n entre λ_{pf} y λ_{rf}). Como se menciona en las Notas de la Sección F2, muy pocos perfiles laminados de ala ancha están sujetos a este criterio.

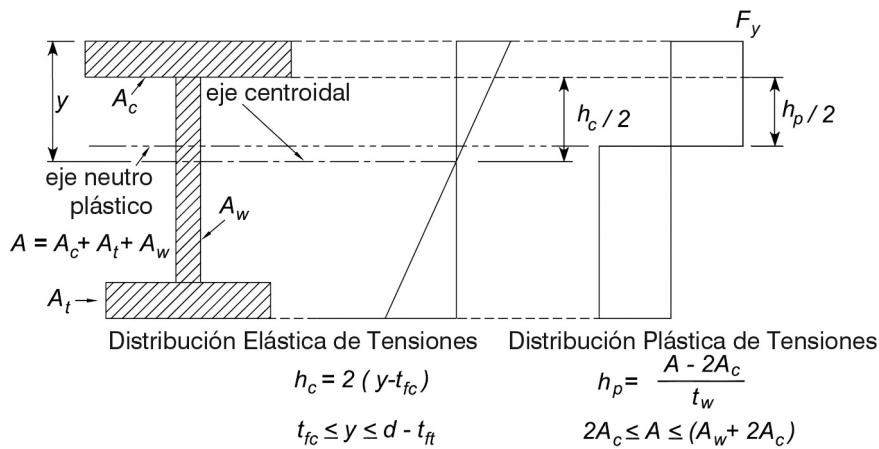
F4. OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

Las disposiciones de la Sección F4 son aplicables a vigas I con doble simetría y con alma no compacta y para miembros tipo I con simetría simple con almas compactas o no compactas (ver la Tabla F1.1 de la Nota). Esta sección abarca esencialmente vigas soldadas de sección I cuyas almas no son esbeltas. La Sección F5 considera secciones H soldadas donde las almas son no esbeltas. Las alas pueden ser compactas, no compactas o esbeltas. La sección siguiente, F5, considera secciones H con alma esbelta. Los contenidos de la Sección F4 están basados en White (2004).

Se consideran cuatro estados límites: (a) fluencia del ala en compresión; (b) pandeo lateral-torsional (LTB); (c) pandeo local del ala (FLB); y (d) fluencia del ala en tracción (TFY). El efecto del pandeo inelástico del alma se toma indirectamente al multiplicar el momento que causa la fluencia en el ala en compresión por el factor R_{pc} y el momento que causa la fluencia en el ala en tracción por el factor R_{pt} . Estos dos factores pueden variar de la unidad hasta un máximo de 1,6. Conservadoramente, estos pueden suponerse igual a 1,0. Para la determinación de R_{pc} y R_{pt} , el procedimiento se resume en los siguientes pasos:

Paso 1. Calcular h_p y h_c según se define en la Figura C-F4.1.

FIGURA C-F4.1.
Distribución de las tensiones elásticas y plásticas.



Paso 2. Determinar la esbeltez de alma y los momentos de fluencia en compresión y tracción:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{h_c}{t_w} \\ S_{xc} = \frac{I_x}{y}; \quad S_{xt} = \frac{I_x}{d - y} \\ M_{yc} = F_y S_{xc}; \quad M_{yt} = F_y S_{xt} \end{array} \right\} \quad (\text{C-F4-1})$$

Paso 3. Determinar y λ_{pw} y λ_{rw} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{pw} = \frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left[\frac{0.54M_p}{M_y} - 0.09 \right]^2} \leq 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \end{array} \right\} \quad (\text{C-F4-2})$$

Si $\lambda > \lambda_{rw}$ entonces el alma es esbelta y el diseño es gobernado por la Sección F5.

Paso 4. Calcular R_{pc} y R_{pt} y usando Sección F4.

El máximo momento nominal es $R_{pc}M_{yc} = R_{pc}F_yS_{xc}$ si el ala está en compresión, y $R_{pt}M_{yt} = R_{pt}F_yS_{xt}$ cuando el ala está en tracción. Por lo tanto, las disposiciones son las mismas para miembros con doble simetría de la Sección F2 y F3. Para el estado límite de pandeo lateral-torsional, los miembros de sección H con alas desiguales son tratados como si fueran secciones I con doble simetría. Esto significa que las Ecuaciones F2-4 y F2-6 son las mismas que las Ecuación F4-5 y F4-8, excepto que las primeras usan S_x y las últimas usan

S_{xc} , el módulo elástico de toda la sección y el módulo elástico del lado en compresión, respectivamente. Esta es una simplificación que tiende a ser algo conservadora cuando el ala en compresión es menor que el ala en tracción, y es algo no conservadora cuando se cumple lo inverso de esta última condición. También se requiere revisar la fluencia de ala en tracción cuando el ala en tracción es menor que el ala en compresión (Sección F4.4).

Para una solución más precisa, especialmente cuando las cargas no son aplicadas en el centroide del miembro, el ingeniero estructural debe referirse al Capítulo 5 de la Guía SSRC (Galambos, 2001; White and Jung, 2003; Ziemian, 2010). White entrega las siguientes Ecuaciones alternativas a las Ecuaciones F4-4, F4-5 y F4-8:

$$M_n = C_b \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2} \left\{ \frac{\beta_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\beta_x}{2} \right)^2 + \frac{C_w}{I_y} \left[1 + 0.0390 \frac{J}{C_w} L_b^2 \right]} \right\} \quad (\text{C-F4-3})$$

$$L_r = \frac{1.38E\sqrt{I_y J}}{S_{xc} F_L} \sqrt{\frac{2.6\beta_x F_L S_{xc}}{EJ} + 1 + \sqrt{\left[\frac{2.6\beta_x F_L S_{xc}}{EJ} + 1 \right]^2 + \frac{27.0C_w}{I_y} \left(\frac{F_L S_{xc}}{EJ} \right)^2}} \quad (\text{C-F4-4})$$

donde el coeficiente de monosimetría, es , $\beta_x = 0.9h\alpha \left(\frac{I_{yc}}{I_{yt}} - 1 \right)$,

la constante de alabeo, es $C_w = h^2 I_{yc} \alpha$, y $\alpha = \frac{1}{\frac{I_{yc}}{I_{yt}} + 1}$.

F5. MIEMBROS DE SECCIÓN I CON DOBLE Y SIMPLE SIMETRÍA CON ALMAS ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

Esta Sección aplica para vigas fabricadas con planchas soldadas de sección H con doble y simple simetría y con almas esbeltas, esto significa, $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$. Los estados límite aplicables son: fluencia del ala en compresión, pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala en compresión y fluencia del ala en tracción. Las disposiciones de esta Sección han cambiado poco desde 1963. Las disposiciones para planchas de girders están basadas en una investigación publicada por Basler y Thurlimann (1963).

Existe una transición abrupta entre las Ecuaciones de la Sección F4 y F5. Por eso la resistencia a flexión de una viga con $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa) y un alma de esbeltez $h/t_w = 137$ no es cercana a la de una viga con $h/t_w = 138$. Estas dos razones de esbeltez están a cada lado de la razón límite. La diferencia es causada por la discontinuidad entre las resistencias al pandeo lateral-torsional predichas por la Sección F4 y aquellas predichas por la Sección F5 debido al uso implícito $J = 0$ de en la Sección F5. Sin embargo, para miembros típicos con sección de alma no compacta cercana al límite de alma no compacta, la influencia de J en la resistencia al pandeo lateral-torsional es relativamente pequeña (por ejemplo, el valor calculado L_r incluyendo J versus usar $J = 0$ típicamente difiere

en menos de 10%). El uso implícito de $J = 0$ en la Sección F5 está pensado para tomar en consideración la influencia de la flexibilidad a la distorsión del alma en la resistencia al pandeo lateral-torsional para miembros de sección I con almas esbeltas.

F6. MIEMBROS DE SECCIÓN I Y CANALES FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MENOR

Los miembros de sección H y canales flectados en torno a su eje menor no sufren de pandeo lateral-torsional o de pandeo del alma. El único estado límite a considerar es la fluencia y el pandeo local del ala. La Nota informa al ingeniero estructural de los pocos perfiles laminados que necesitan ser verificados para pandeo local del ala.

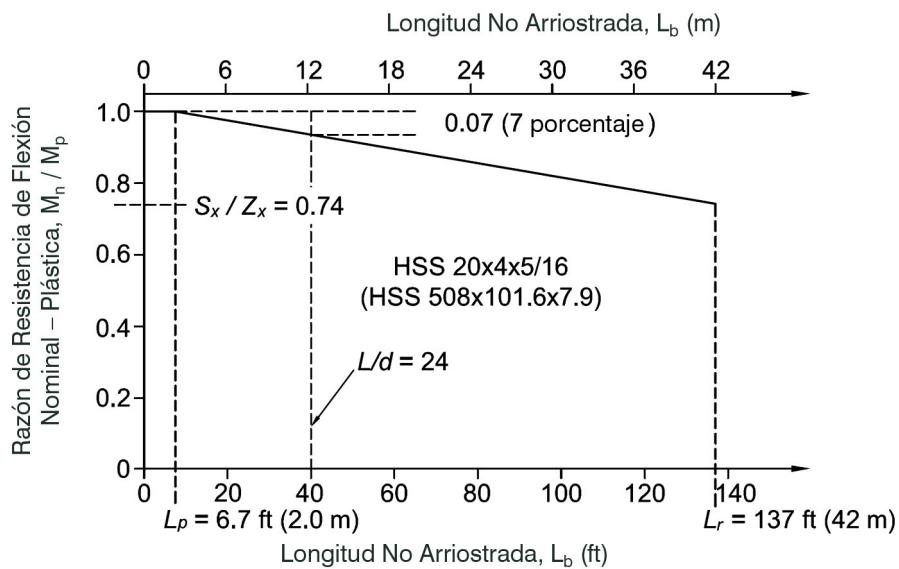
F7. TUBOS CUADRADOS Y RECTANGULARES

Las disposiciones para la resistencia nominal en flexión de tubos incluyen los estados límites de fluencia y pandeo local. Los tubos cuadrados y rectangulares flectados en torno a su eje menor no están sujetas a pandeo lateral-torsional.

Debido a la alta resistencia torsional de las secciones cerradas, las longitudes no arriostadas críticas L_p y L_r , que corresponden al desarrollo del momento plástico y de momento de primera fluencia, respectivamente, son muy grandes. En el caso de un tubo HSS20x4x5/16 de la serie de perfiles AISC (equivalente a HSS 508x101,6x7,9 para dimensiones en milímetros), que tiene una de las razones alto/ancho más grandes entre los tubos HSS estándar, las longitudes críticas resultan L_p de 2,0 m y L_r de 42 m, según lo determina la Especificación LRFD 1993 (AISC, 1993). Si se aplica a la condición de servicio un límite por flecha, este puede corresponder a razones largo/alto de 24, lo que es equivalente a una longitud de 12 m para este miembro. Usando la reducción lineal especificada entre el momento plástico y el momento de fluencia para pandeo lateral-torsional, el momento nominal resulta solo un 7% inferior al momento plástico para una longitud de 12 m. En la mayoría de los diseños prácticos donde el gradiente de momentos C_b es mayor que la unidad, la reducción no aparecerá o será insignificante, tal como se muestra en la Figura C-F7.1.

Las disposiciones para pandeo local de tubos rectangulares no compactos también son las mismas de las secciones previas de este Capítulo: $M_n = M_p$ para $b/t \leq \lambda_p$, y una transición lineal desde M_p hasta $F_y S_x$ cuando $\lambda_p < b/t \leq \lambda_r$. La ecuación para el ancho efectivo del ala en compresión cuando b/t excede λ_r es la misma que se usa para tubos rectangulares en compresión axial excepto que la tensión se toma como la tensión de fluencia. Esto implica que la tensión en las esquinas del ala en compresión es la de fluencia cuando en el ala se alcanza la resistencia última de post-pandeo. Cuando se usa el ancho efectivo, la resistencia nominal en flexión se determina por el módulo de sección efectivo para el ala en compresión usando la distancia desde el eje neutro trasladado. Una estimación ligeramente conservadora para la resistencia nominal en flexión puede obtenerse al usar el ancho efectivo tanto para el ala en compresión y tracción, de forma tal de mantener la simetría de la sección y simplificar los cálculos.

FIGURA C-F7.1.
Pandeo lateral-torsional de tubos rectangulares.



F8. TUBOS REDONDOS

Los tubos redondos no están sometidos a pandeo lateral-torsional. Los modos de falla y el comportamiento post-pandeo de tubos redondos pueden agruparse dentro de tres categorías (Sherman, 1992; Ziemian, 2010):

- Para valores pequeños de D/t , ocurre una prolongada meseta plástica en la curva momento-rotación. La sección circular se transforma en elíptica gradualmente, se forman eventualmente pandeos locales con formas de ondas, y la resistencia de momento subsecuentemente decae lentamente. La resistencia en flexión puede exceder el momento plástico nominal debido al endurecimiento por deformación.
- Para valores intermedios de D/t , el momento plástico casi es alcanzado, se desarrolla solo una onda de pandeo local y la resistencia en flexión decae lentamente con poca o ninguna región de meseta plástica.
- Para valores altos de D/t , múltiples pandeos se forman sorpresivamente con muy poca variación de la sección transversal y la resistencia en flexión decae rápidamente.

Las disposiciones de resistencia en flexión para tubos redondos reflejan estas tres regiones de comportamiento y están basadas en cinco programas experimentales que involucran tubos formados en caliente sin costura, tubos soldados por resistencia eléctrica y tubos fabricados (Ziemian, 2010).

F9. SECCIONES T Y ÁNGULOS DOBLES CARGADOS EN EL PLANO DE SIMETRÍA

La resistencia al pandeo lateral-torsional (LTB) para vigas T de simetría simple es dada por una ecuación bastante compleja (Ziemian, 2010). La Ecuación F9-4 es una formulación simplificada basada en Kitipornchai y Trahair (1980). Ver también Ellifritt y otros (1992).

El factor C_b usado para vigas de sección H es no conservador para vigas T con alma en compresión. Para tales casos es apropiado $C_b = 1,0$. Cuando las vigas son flectadas en doble curvatura, la parte con el alma en compresión puede controlar la resistencia al pandeo lateral-torsional aun cuando los momentos sean pequeños en relación a las otras partes de la longitud no arriostrada con $C_b \approx 1,0$. Esto es porque la resistencia al pandeo lateral-torsional de una sección T con alma en compresión puede alcanzar solo alrededor de un cuarto la resistencia de la sección T con alma en tracción. Puesto que la resistencia al pandeo es sensible al diagrama de momentos, C_b ha sido tomado conservadoramente como 1,0. En los casos donde el alma esta en tracción, el detalle de las conexiones debe ser diseñado de manera de minimizar cualquier momento en el extremo cuya restricción pueda causar que el alma este en compresión.

La especificación 2005 no tenia disposiciones para la resistencia al pandeo local del alma de secciones T o en las alas de ángulos dobles bajo un gradiente de tensiones en compresión por flexión. El Comentario sobre esta Sección en la Especificación 2005 explica que la resistencia por pandeo local era tomada en consideración en la ecuación para el estado límite por pandeo lateral-torsional, Ecuación F9-4, cuando la longitud no arriostrada L_b , se acerca a cero. Mientras esto es un procedimiento correcto, lleva a confusión y a numerosas interrogantes por parte de los usuarios de la Especificación. Por esta razón, la Sección F9.4, “Pandeo Local de Almas de Secciones T en Compresión por Flexión” fue agregado para entregar un conjunto explicito de formulas para la Especificación 2010.

La derivación de estas formulas es señalada aquí con tal de explicar los cambios. La fórmula clásica para el pandeo elástico de una plancha rectangular es (Ziemian, 2010):

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k}{12(1-v^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (\text{C-F9-1})$$

donde

v = 0,3 (razón de Poisson)

b/t = razón ancho-espesor de la plancha

k = coeficiente de pandeo para la plancha

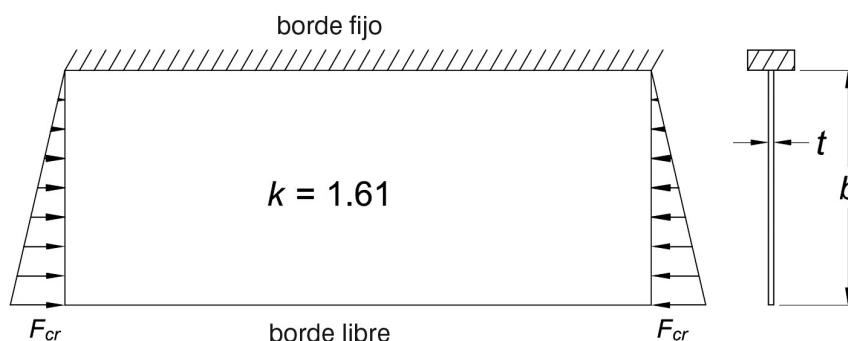
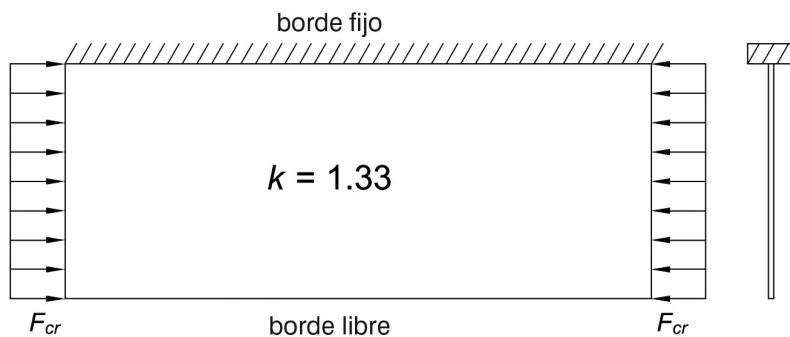
Para el alma de secciones T, la razón ancho-espesor es igual a d/t_w . Las dos planchas rectangulares de la Figura C-F9-1 están fijas en el borde superior, libres en el borde inferior, y cargadas respectivamente con una tensión de compresión constante uniforme y con una tensión de compresión que varía linealmente. Los coeficientes de pandeo para la plancha, k , son 1,33 y 1,61 (Figura 4.4, Ziemian 2010). El grafico en la Figura C-F9.2 muestra el esquema general usado históricamente en el desarrollo del criterio para pandeo local en las Especificaciones AISC. La ordenada es la tensión critica dividida por la tensión de fluencia, y la abscisa es una razón ancho espesor adimensional.

$$\bar{\lambda} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \sqrt{\frac{12(1-v^2)}{\pi^2 k}} \quad (\text{C-F9-2})$$

En el esquema tradicional es supuesto que la tensión crítica es la tensión de fluencia, F_y , siempre que $\bar{\lambda} \leq 0,7$ el pandeo elástico gobernado por la Ecuación C-F9-1 comienza cuando $\bar{\lambda} = 1,24$ y $F_{cr} = 0,65 F_y$. Entre estos dos puntos es supuesta una transición lineal con tal de considerar las deflexiones iniciales y las tensiones residuales. A pesar de que estos supuestos son valores empíricos arbitrarios, han probado ser satisfactorios. La curva en la Figura C-F9.3 muestra el grafico de las formulas adoptadas para el alma de secciones T y las alas de ángulos dobles cuando estos elementos son sometidos a compresión por flexión. El límite de la razón ancho-espesor para el que $F_{cr} = F_y$ es (usando $v = 0,3$ y $k = 1,61$):

$$\bar{\lambda} = 0.7 = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \sqrt{\frac{12(1-v^2)}{\pi^2 k}} \rightarrow \frac{b}{t} = \frac{d}{t_w} = 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

FIGURA C-F9.1.
Coeficientes de pandeo en planchas para compresión uniforme y para tensiones de compresión con variación lineal.



El rango de pandeo elástico se ha supuesto gobernado por la misma ecuación del pandeo local de las alas de una viga de alas anchas flectada sobre su eje menor (Ecuación F6-4):

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2}$$

El coeficiente subyacente de pandeo de la plancha para esta ecuación es $k = 0,76$, lo que es un supuesto conservador para el alma de secciones T comprimidas en flexión. La línea recta de transición entre fin del límite de fluencia y el comienzo del rango del pandeo elástico se muestra en la Figura C-F9.3.

FIGURA C-F9.2.
Esquema general de los estados límites por pandeo local en planchas.

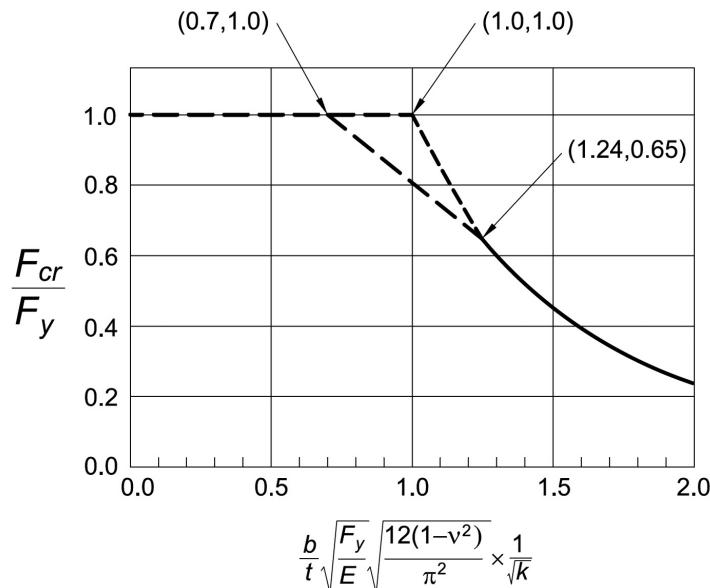
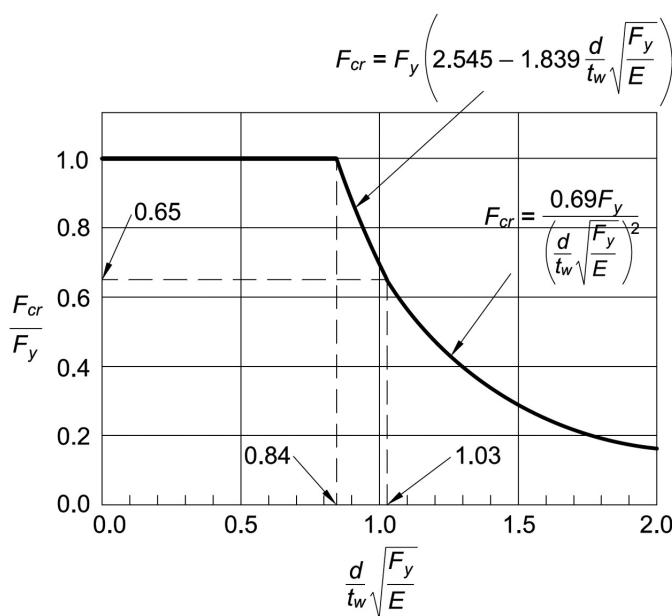


FIGURA C-F9.3.
Pandeo local del Alma de una Sección Ten compresión por flexión.



La flexión en torno al eje y de secciones T y ángulos dobles no ocurre frecuentemente y no está cubierto en esta Especificación. Sin embargo se entregan guías para considerar esta condición. El estado límite de fluencia y el estado límite de pandeo local en el ala pueden ser verificadas al usar las Ecuaciones F6-1 a F6-3. Conservadoramente el pandeo lateral-torsional puede ser calculado al suponer que el ala actúa de forma individual como una viga rectangular, usando las Ecuaciones F11-2 a la F11-4. Alternativamente el momento crítico elástico dado por

$$M_e = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_x GJ} \quad (\text{C-F9-3})$$

puede ser usado en las Ecuaciones F10-2 o F10-3.

F10. ÁNGULOS SIMPLES

Los límites de la resistencia en flexión son establecidos para los estados límites de fluencia, pandeo local y pandeo lateral-torsional en el caso de vigas formadas de un ángulo simple. Además al tratar el caso general de ángulos simples de alas desiguales, los ángulos de alas iguales resultan un caso especial. De esta forma, flexión de ángulos de alas iguales en torno a su eje geométrico, un eje paralelo a una de sus alas, se trata separadamente ya que es un caso común de ángulos en flexión.

Los extremos de un ángulo se refieren a los bordes libres de las dos alas. En muchos casos de flexión no restringida, las tensiones de flexión en las puntas tendrán el mismo signo (tracción o compresión). Para flexión restringida en torno a un eje geométrico, las tensiones en las puntas difieren en signo. Las disposiciones tanto para tracción como compresión en los extremos del ala deben ser verificadas como apropiadas, pero en la mayoría de los casos será evidente cual controla.

También deben considerarse los límites de servicio apropiados para vigas de ángulo simple. En particular, para miembros largos no arriostrados solicitados a flexión, probablemente resultan controlados por las flechas en vez de la resistencia al pandeo lateral-torsional o local.

Las disposiciones en esta Sección siguen el formato general para la resistencia nominal en flexión (ver Figura C-F1.2). Existe una región para plastificación completa, una transición lineal para el momento de fluencia, y una región de pandeo local.

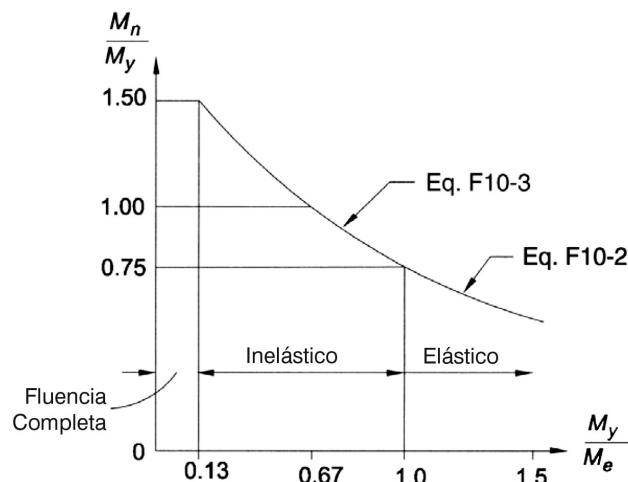
1. Fluencia

La resistencia para fluencia completa está limitada por el factor de forma de 1,50 aplicado al momento de fluencia. Esto lleva a un límite inferior del momento plástico para un ángulo que puede ser flectado en torno a cualquier eje, ya que estas disposiciones son aplicables a todas las condiciones de flexión. El factor 1,25 originalmente utilizado era conocido por ser un valor conservador. Trabajos de investigación recientes (Earls y Galambos, 1997) han indicado que el factor 1,50 representa mejor el valor de límite inferior. Debido a que el factor de forma para ángulos es mayor de 1,50, se justifica una resistencia nominal $M_n = 1,5 M_y$ para miembros compactos, dado que no controla la inestabilidad.

2. Pandeo Lateral-Torsional

El pandeo lateral-torsional puede limitar la resistencia en flexión de una viga ángulo simple no arriostrada. Como lo ilustra la Figura C-F10.1, la Ecuación F10-2 representa la parte del pandeo elástico con la máxima resistencia nominal en flexión, M_n , igual a 75% del momento de pandeo nominal, M_e . La Ecuación F10-3 representa la expresión de transición de pandeo inelástico entre $0,75 M_y$ y $1,5 M_y$. La máxima resistencia en flexión de viga $M_n = 1,5 M_y$ ocurrirá cuando el momento de pandeo nominal, M_e , alcanza o excede $7,7 M_y$. Estas Ecuaciones son variaciones de aquellas desarrolladas a partir de los resultados de investigación australianos en ángulos simples en flexión y en modelos analíticos consistentes de dos elementos rectangulares de longitud igual al ancho actual de ala del ángulo menos un medio de su espesor (AISC, 1975; Leigh y Lay, 1978, 1984; Madugula y Kennedy, 1985).

FIGURA C-F10.1.
Límites de pandeo lateral-torsional para vigas de ángulo simple.



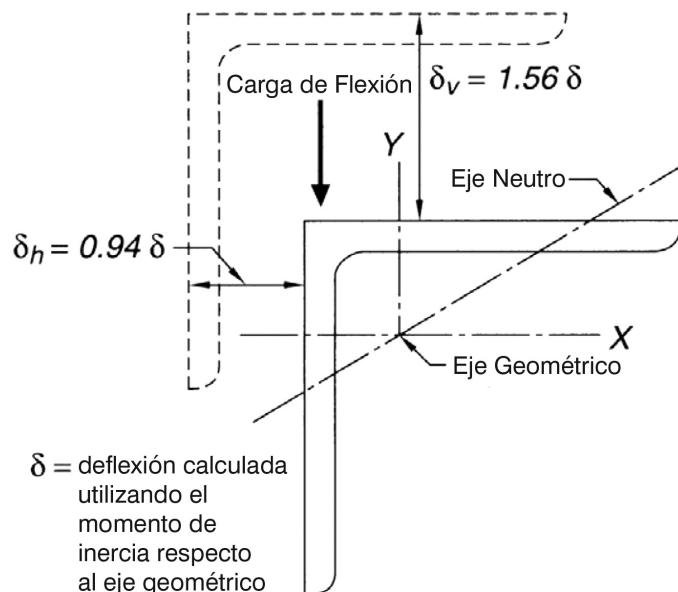
Cuando la flexión se aplica en torno a un ala de un ángulo simple no arriostrado lateralmente, el ángulo sufrirá una deformación lateral además de la deformación en la dirección de flexión. Su comportamiento puede ser evaluado al descomponer la carga y/o momentos en componentes de los ejes principales y determinar la suma de los efectos en estos ejes principales. La Subsección (a) de la Sección F10.2(iii) es presentada para simplificar y agilizar los cálculos para esta situación común con ángulos de alas iguales. Para tales ángulos de alas iguales en flexión no restringida, la máxima tensión normal resultante en el extremo del ángulo (en la dirección de flexión) será aproximadamente 25% mayor que la tensión calculada usando el módulo de sección respecto al eje geométrico. El valor de M_e entregado en las Ecuaciones F10-6a y F10-6b y la evaluación de M_y usando 0,80 del módulo de sección respecto del eje geométrico refleja flexión en torno del eje inclinado como se muestra en la Figura C-F10.2.

La deformación calculada usando el momento de inercia en torno al eje geométrico ha sido incrementada en un 82% para aproximarla a la flecha total. La flecha posee dos

componentes, una componente vertical (en la dirección de la carga aplicada) 1,56 veces el valor calculado y una componente horizontal de 0,94 veces el valor calculado. La flecha total resultante es en la dirección general de la flexión en torno del eje principal menor del ángulo (ver la Figura C-F10.2). Estas flechas por flexión no restringida deben ser considerados para evaluar la condición de servicio, la cual a menudo controlarán el diseño sobre pandeo lateral-torsional.

La componente horizontal de la flecha es aproximadamente un 60% de la flecha vertical, esto significa que la fuerza requerida por los arriostramientos laterales para lograr una flecha vertical pura debe ser 60% del valor de carga aplicada (o producir un momento 60% del valor aplicado) lo cual es bastante significativo.

FIGURA C-F10.2.
Flexión en torno del eje geométrico de ángulos de alas iguales sin arriostramiento lateral.

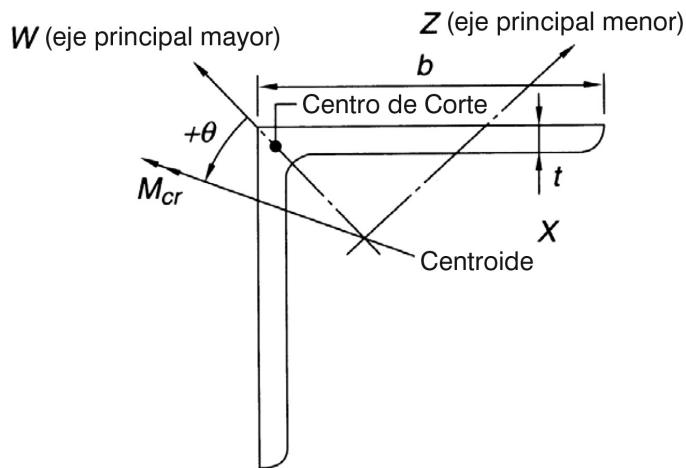


El pandeo lateral-torsional está limitado por (Leigh y Lay, 1978; Leigh y Lay, 1984) en Ecuación F10-6a, que está basada en la siguiente:

$$M_{cr} = \frac{2.33Eb^4t}{(1+3\cos^2\theta)(KL)^2} \left[\sqrt{\sin^2\theta + \frac{0.156(1+3\cos^2\theta)(KL)^2t^2}{b^4}} + \sin\theta \right] \quad (\text{C-F10-1})$$

(la expresión general para el momento crítico de un ángulo de alas iguales) con $\theta = -45^\circ$ para la condición donde la tensión en el extremo del ángulo es de compresión (ver Figura C-F10.3).

FIGURA C-F10.3.
Ángulo de alas iguales con carga general de momento.



El pandeo lateral-torsional también puede limitar la resistencia a flexión de la sección cuando la máxima tensión del extremo del ángulo es de tracción para flexión en torno al eje geométrico, especialmente cuando se usan los límites de resistencia en flexión de la Sección F10.2. Usando $\theta = 45^\circ$ en la Ecuación C-F10.1, la expresión resultante es la Ecuación F10-6b con el último término como +1 en vez de -1.

La tensión en la punta del ala del ángulo paralela al eje de flexión aplicado es del mismo signo que la máxima tensión en la punta de la otra ala cuando el ángulo simple no está arriostrado. Para un ángulo de alas iguales esta tensión es cerca de un tercio de la tensión máxima. Solo es necesario revisar la resistencia nominal en flexión basada en la punta del ala de ángulo con la máxima tensión cuando se evalúa un ángulo así. Si un ángulo es sometido a una carga axial de compresión, los límites obtenidos a partir de la Ecuación F10.2 (iii) no pueden ser empleados debido a la incapacidad de determinar un factor de amplificación de momento adecuado que pueda ser usado en las Ecuaciones de interacción.

Para ángulos de alas desiguales y ángulos de alas iguales en compresión sin restricción al pandeo lateral-torsional, la carga o momento aplicado debe ser expresado, en todos los casos, en componentes a lo largo de dos ejes principales y el diseño debe ser para flexión biaxial usando las Ecuaciones de interacción del Capítulo H.

Cuando hay flexión en torno del eje mayor para ángulos de alas iguales, la Ecuación F10-4 en combinación con las Ecuaciones F10-2 y F10-3 controla el momento disponible en el modo de pandeo lateral-torsional global del ángulo. Esto está basado en M_{cr} , dado por la Ecuación C-F10-1 con $\theta = 0$.

El pandeo lateral-torsional para este caso reducirá la tensión bajo $1,5 M_y$ solamente para $L/t \geq 3,675 C_b/F_y$ ($M_e = 7,7 M_y$). Si el parámetro es Lt/b^2 pequeño (menor que aproximadamente 0,87 C_b para este caso), el pandeo local controlará el momento disponible y no necesita ser evaluado M_n basado en el pandeo lateral-torsional. El pandeo local debe ser verificado de acuerdo con la Sección F10.3.

El pandeo lateral torsional en torno al eje principal mayor w de un ángulo de alas desiguales es controlado por M_e en la Ecuación F10-5. La propiedad de la sección β_w refleja la ubicación del centro de corte relativo al eje principal de la sección y la dirección de flexión bajo flexión uniforme. Cuando el centro de corte es en compresión por flexión β_w es positivo y M_e es máximo mientras que, cuando el centro de corte es en tracción por flexión β_w es negativo y M_e es mínimo (ver Figura C-F10.4). Este efecto de β_w es consistente con el comportamiento de vigas de sección I con simetría simple, que son más estables cuando el ala comprimida es mayor que el ala traccionada. Para flexión en torno al eje principal w de ángulos de alas iguales, β_w es igual a cero debido a la simetría y la Ecuación F10-5 se reduce a la Ecuación F10-4 para este caso especial.

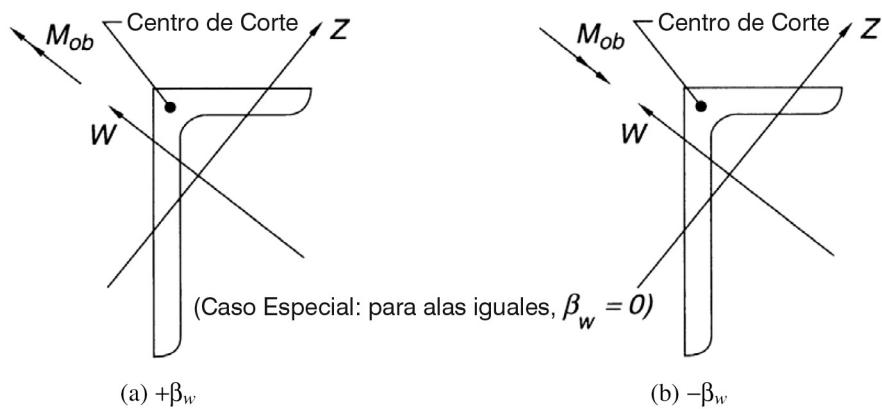
Para flexión con doble curvatura, parte de la longitud no arriostrada tiene β_w positivo, mientras que el resto tiene β_w negativo. Conservadoramente, el valor negativo es asignado para el segmento completo no arriostrado.

El factor β_w es esencialmente independiente del espesor del ángulo (menos de 1% de variación para el valor promedio) y es principalmente una función de los anchos de alas. Para efectos de diseño pueden ser usados los valores promedios mostrados en Tabla C-F10.1.

3. Pandeo Local del Ala

Los límites b/t han sido modificados para ser más representativos de los límites de flexión en vez de usar aquellos para ángulos simples bajo compresión uniforme. Típicamente, las tensiones de flexión varían a lo largo de la longitud del ala, permitiendo el uso de un límite de tensión dado. Incluso para el caso de flexión en torno al eje geométrico, que produce compresión uniforme a lo largo de un ala, el uso de estos límites entrega un valor conservador si se le compara con los resultados publicados por Earls y Galambos (1997).

FIGURA C-F10.4.
Ángulo de alas desiguales en flexión.



F11. BARRAS RECTANGULARES Y CIRCULARES

Las disposiciones de la Sección F11 aplican para barras sólidas con sección circular o rectangular. El estado límite que prevalece para tales miembros es la obtención del momento plástico completo, M_p . La excepción es el pandeo lateral-torsional de barras rectangulares donde la altura es mayor que su ancho. Los requisitos para el diseño son idénticos a aquellos entregados previamente en la Tabla A-F1.1 en la Especificación LRFD 1999 (AISC, 2000b), así como en la Especificación 2005 (AISC, 2005a). Puesto que el factor de forma para una sección rectangular es 1,5 y para sección circular es 1,7, deben entregarse consideraciones para estados límites de servicio tales como excesiva flecha o deformación permanente bajo condiciones de cargas de servicio.

TABLA C-F10.1. Valores β_w para Ángulos	
Tamaño Ángulo [in (mm)]	β_w [in (mm)]*
9 x 4 (229 x 102)	6,54 (116)
8 x 6 (203 x 152)	3,31 (84,1)
8 x 4 (203 x 102)	5,48 (139)
7 x 4 (178 x 102)	4,37 (111)
6 x 4 (152 x 102)	3,14 (79,8)
6 x 3,5 (152 x 89)	3,69 (93,7)
5 x 3,5 (127 x 89)	2,40 (61,0)
5 x 3 (127 x 76)	2,99 (75,9)
4 x 3,5 (102 x 89)	0,87 (22,1)
4 x 3 (102 x 76)	1,65 (41,9)
3,5 x 3 (89 x 76)	0,87 (22,1)
3,5 x 2,5 (89 x 64)	1,62 (41,1)
3 x 2,5 (76 x 64)	0,86 (21,8)
3 x 2 (76 x 51)	1,56 (39,6)
2,5 x 2 (64 x 51)	0,85 (21,6)
Alas iguales	0,00

* $\beta_w = \frac{1}{I_w} \int_A z(w^2 + z^2) dA - 2z_o$ donde z_o es la coordenada a lo largo del eje z del centro de corte con respecto al centroide, y I_w es el momento de inercia para el eje principal mayor; β_w tiene valor positivo o negativo dependiendo en la dirección de flexión (ver Figura C-F10.4)

F12. SECCIONES ASIMÉTRICAS

Cuando el ingeniero que realiza el diseño encuentra vigas que no contienen un eje de simetría, o cualquier otro perfil para el cual no hay disposiciones en otras secciones del Capítulo F, las tensiones deben ser limitadas a la tensión de fluencia o tensión de pandeo elástico. La distribución de tensiones y/o tensión de pandeo elástico debe ser determinada de acuerdo con los principios de la mecánica estructural en los libros de texto o manuales, tales como la Guía SSRC (Ziemian, 2010), publicaciones en revistas, o análisis de elementos finitos. Como alternativa, el ingeniero estructural puede evitar el problema seleccionando una sección de perfil dentro de la gran cantidad dada en las Secciones previas del Capítulo F.

F13. DIMENSIONES DE VIGAS

1. Reducciones en la Resistencia de Miembros con Perforaciones en el Ala Traccionada.

Históricamente, las disposiciones para detallar vigas laminadas y soldadas con perforaciones en el ala traccionada están basadas tanto por un porcentaje de reducción independiente de la resistencia del material o una relación calculada entre la resistencia última en tracción y la tracción por fluencia del ala, con factores de resistencia o factores de seguridad incluidos en el proceso de cálculo. En ambos casos, las disposiciones fueron desarrolladas basadas en ensayos de acero con una tensión de fluencia mínima especificada de 2.530 kgf/cm^2 (248 MPa) o menor.

Ensayos más recientes (Dexter y Alstadt, 2004; Yuan y otros, 2004) indican que la resistencia en flexión en la sección neta es mejor predicha por comparación de los valores de $F_y A_{fg}$ y $F_u A_{fn}$, con un pequeño ajuste cuando la razón entre F_y y F_u excede de 0,8. Si las perforaciones remueven suficiente material para afectar la resistencia del miembro, la tensión crítica se ajusta de F_y a $F_u(A_{fn}/A_{fg})$ y este valor es aplicado conservadoramente al módulo de sección elástico S_x .

El factor de resistencia y el factor de seguridad usados en este capítulo, $\phi = 0,90$ y $\Omega = 1,67$, son los normalmente aplicados para los estados límite de fluencia. En el caso de ruptura del ala traccionada debido a la presencia de perforaciones, las disposiciones de este capítulo siguen usando los mismos factores de resistencia y de seguridad. Dado que los efectos de la Ecuación F13-1 es el multiplicar el módulo elástico de la sección por una tensión que siempre es menor a la tensión de fluencia, puede ser demostrado que estos factores de resistencia y de seguridad siempre entregan resultados conservadores cuando $Z/S \leq 1,2$. Puede ser demostrado que también puede ser conservador para $Z/S > 1,2$ usando un modelo apropiado para la resistencia a la ruptura (Geschwindner, 2010).

2. Límites de Dimensiones en Miembros con Sección H

Las disposiciones de esta Sección fueron tomadas directamente del Anexo G, Sección G1 de la Especificación LRFD 1999 (AISC, 2000b). Estas han sido parte de los requisitos de diseño de vigas desde 1963, derivadas de Basler y Thurlimann (1963). Los límites ancho/espesor de alma se eligieron de manera tal de prevenir que el ala pandee hacia el alma. La Ecuación F13-4 es una versión modificada levemente de la correspondiente Ecuación A-G1.2 de la Especificación 1999, realizada para reconocer el cambio en esta Especificación de la definición de tensión residual modificada de un valor tipo de 1.160 kgf/cm^2 (114 MPa) usado previamente a un 30% de la tensión de fluencia en la Especificación 2005, como se muestra en la siguiente deducción:

$$\frac{0.48E}{\sqrt{F_y(F_y + 16.5)}} \approx \frac{0.48E}{\sqrt{F_y(F_y + 0.3F_y)}} = \frac{0.42E}{F_y} \quad (\text{C-F13-1})$$

3. Planchas de Cubierta

Las planchas de cubierta no necesitan extenderse por la longitud completa de la viga o girder. La conexión en los extremos entre la plancha de cubierta y la viga debe ser di-

señada para resistir la totalidad de la fuerza en la plancha de cubierta en los puntos de corte. La fuerza en el extremo de una plancha de cubierta sobre una viga cuya resistencia requerida excede la resistencia disponible a fluencia, $\phi M_y = \phi F_y S_x$ (LRFD) o $M_y/\Omega = F_y S_x/\Omega$ (ASD), en la forma combinada puede ser determinada por un análisis elasto-plástico de la sección transversal, sin embargo puede ser tomada conservadoramente como la resistencia total a fluencia de la plancha de cubierta para LRFD o la resistencia total a fluencia de la plancha de cubierta dividida por 1,5 por ASD. Las fuerzas en una plancha de cubierta sobre una viga cuya resistencia requerida no excede la resistencia disponible a fluencia de la sección combinada pueden ser determinadas usando una distribución elástica, MQ/I .

Los requisitos para las longitudes mínimas de soldado en los bordes de las planchas de cubierta en cada extremo reflejan la distribución irregular de tensiones en las soldaduras debido al desfase en el corte para conexiones cortas.

4. Longitud no arriostrada en Redistribución de Momentos

Las disposiciones sobre redistribución de momentos de la sección B3.7 refieren a esta sección para el establecer la longitud máxima no arriostrada cuando los momentos son redistribuidos. Estas disposiciones han sido parte de la Especificación desde la edición de 1949. Partes de los miembros que puedan ser requeridos para rotar inelásticamente mientras los momentos son redistribuidos necesitan un espaciamiento de los arriostramientos más cercano que casos similares para vigas continuas. Las ecuaciones F13-8 y F13-9 definen las longitudes máximas no arriostradas permitidas en las cercanías de redistribuciones de momentos para secciones de simetría doble y de secciones H de simetría simple con el ala en compresión igual o mayor a la ala en tensión flectadas en torno del eje mayor, y para barras sólidas rectangulares y vigas de cajón simétricas flectadas sobre su eje mayor, respectivamente. Estas ecuaciones son idénticas a las de Apéndice 1 de la Especificación 2005 (AISC, 2005) y la Especificación LRFD 1999 (AISC, 1999), y están basadas en investigaciones reportadas en Yura y otros (1978). Estas son diferentes de las ecuaciones correspondientes del Capítulo N de la Especificación 1989 (AISC, 1989).

CAPÍTULO G

DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE

G1. DISPOSICIONES GENERALES

El Capítulo G aplica para almas de miembros con simetría simple y doble solicitados a corte en el plano del alma, ángulos simples, secciones cerradas, y corte en la dirección débil de perfiles con simetría simple y doble.

Se presentan dos métodos para determinar la resistencia al corte de vigas de H con simetría simple o doble y secciones armadas. El método de la Sección G2 no utiliza la resistencia post-pandeo del alma, mientras que la Sección G3 si utiliza la resistencia post-pandeo.

G2. MIEMBROS CON ALMAS CON O SIN ATIESADORES

La Sección G2 trata el tema de la resistencia de corte de almas de secciones H, así como también de almas de perfiles T, que se encuentran solicitados por corte y flexión en el plano del alma. Las disposiciones de la Sección G2 aplican al caso general que no permite un incremento de la resistencia al corte por la acción del campo de tracciones. Conservadoramente, estas disposiciones pueden ser aplicadas también cuando no se desea utilizar la acción de campo de tracciones para obtener un diseño conservador. No se requiere considerar el efecto de flexión en la resistencia de corte debido a que el efecto es prácticamente despreciable.

1. Resistencia al Corte

La resistencia nominal de corte del alma es definida por la Ecuación G2-1, como el producto del corte de fluencia $0,6 F_y A_w$ y el factor de reducción de pandeo por C_w .

Las disposiciones del caso (a) en la Sección G2.1 para miembros de sección de H laminados con $h/t_w \leq 2,24\sqrt{E/F_y}$ son similares a las anteriores disposiciones LRFD, con la excepción que el factor ha sido aumentado desde 0,90 a 1,00 (con la correspondiente reducción del factor de seguridad desde 1,67 a 1,5), de esta manera se consigue que estas disposiciones sean consistentes con las anteriores disposiciones para el diseño en tensiones admisibles. El valor del factor ϕ de 0,90 se justifica mediante la comparación con datos de ensayos experimentales y reconoce que la fluencia en corte presenta consecuencias menores, en el desempeño global de miembros de sección de H laminada, comparada con aquellas asociadas a la fluencia en tracción y compresión. Este aumento se aplica solo al estado límite de fluencia de secciones de H.

El caso (b) de la Sección G2.1 utiliza el factor de reducción de pandeo por corte, C_v , que se muestra en la Figura C-G2.1. La curva para C_v tiene tres segmentos.

Para almas con $h/t_w \leq 1,10\sqrt{E k_v / F_y}$, la resistencia nominal de corte V_n está basado en la fluencia en corte del alma, con C_v dado por la Ecuación G2-3. Este límite de h/t_w fue determinado al ajustar la tensión crítica que causa pandeo por corte, F_{cr} , igual a la tensión de fluencia del alma, $F_{yw} = F_y$, en la Ecuación 35 de Cooper, Galambos, y Ravindra (1978).

Cuando $h/t_w > 1,10\sqrt{E k_v / F_y}$, la resistencia del alma al corte esta basado en pandeo. Se ha sugerido tomar como límite de proporcionalidad el 80% la tensión de fluencia del alma (Basler, 1961). Este corresponde a $h/t_w \leq (1,10/0,8)\sqrt{E k_v / F_y}$.

Cuando $h/t_w > 1,37\sqrt{E k_v / F_y}$, la resistencia del alma se determina a partir de la tensión de pandeo elástica dada por Ecuación 6 de Cooper y colaboradores (1978) y Ecuación 9-7 de Timoshenko y Gere (1961):

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k_v}{12(1-\nu^2)(h/t_w)^2} \quad (\text{C-G2-1})$$

C_v en la Ecuación G2-5 fue obtenida al dividir F_{cr} en la Ecuación C-G2-1 por 0,6 F_y y usando $\nu = 0,3$.

Se usa transición inelástica por pandeo para C_v (Ecuación G2-4) entre los límites dados por $1,10\sqrt{E k_v / F_y} < h/t_w \leq 1,37\sqrt{E k_v / F_y}$.

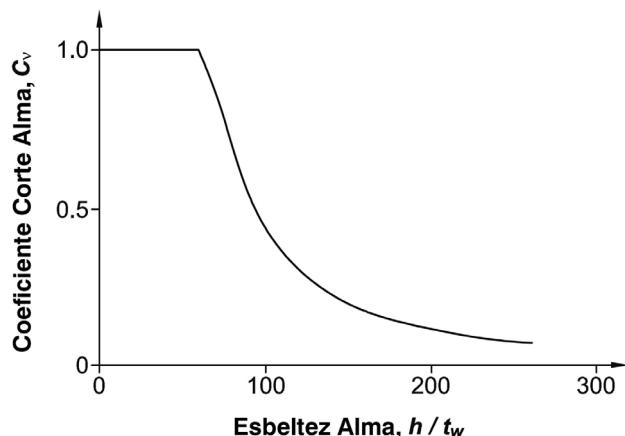
El coeficiente de pandeo de placa, K_v , para paneles solicitados por corte puro con apoyos simples en sus cuatro caras está dado por la Ecuación 4.3 en Ziemian (2010).

$$k_v = \begin{cases} 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} & \text{for } a/h \leq 1 \\ 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} & \text{for } a/h > 1 \end{cases} \quad (\text{C-G2-2})$$

Para propósitos prácticos y sin pérdida de exactitud, estas ecuaciones han sido simplificadas en AASHTO (2010) a la siguiente expresión:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (\text{C-G2-3})$$

FIGURA C-G2.1.
Coeficiente de pandeo por corte, C_v para $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa) y $k_v = 5,0$



Cuando la razón de panel a/h se torna grande, como es el caso de almas sin atiesadores transversales, entonces $k_v = 5$. La Ecuación C-G2-3 aplica siempre que existan alas en ambos bordes del alma. Para vigas de sección T el borde libre no está restringido y para esa situación $k_v = 1,2$ (JCRC, 1971).

Las disposiciones de la Sección G2.1 suponen un aumento monotónico de las cargas. Si un miembro en flexión es sometido a cargas reversibles causando fluencia cíclica sobre una gran parte del alma, tal como puede ocurrir en un sismo severo deben aplicarse, consideraciones especiales de diseño (Popov, 1980).

2. Atiesadores Transversales

Cuando se necesitan atiesadores transversales, éstos deben ser suficientemente rígidos para formar un nodo de pandeo a lo largo de la línea del atiesador. Este requisito aplica tanto si la acción de campo de tracciones se aplica o no. El momento de inercia requerido por el atiesador es el mismo de AASHTO (1996), pero es diferente de la fórmula $I_{st} \geq (h/50)^4$ en la Especificación ASD 1989 (AISC, 1989). La Ecuación G2-5 se deduce en el Capítulo 11 de Salmon y Johnson (1996). El origen de la fórmula proviene de Bleich (1952).

G3. ACCIÓN DE CAMPO DE TRACCIONES

Las disposiciones de la Sección G3 aplican cuando se pretende tomar en cuenta la resistencia mejorada de almas de miembros armados debido a la acción de campo de tracciones.

1. Límites al uso del campo de tracciones

Los paneles del alma de un miembro armado, delimitado arriba y abajo por las alas y en cada lado por atiesadores transversales, son capaces de transmitir cargas mayores a la carga crítica de “pandeo del alma”. Cuando se alcanza el límite de pandeo teórico del alma, los desplazamientos laterales desarrollados por el alma son muy pequeños. Estas deformaciones no son de importancia estructural, pues los miembros tienen otras formas de desarrollar resistencia adicional.

Cuando los atiesadores transversales están adecuadamente espaciados y son suficientemente rígidos para resistir los movimientos fuera del plano del alma post-pandeo, se forman significativos campos de tracciones diagonales en los paneles del alma antes de alcanzar el límite de resistencia al corte. El alma actúa en forma semejante a un enrejado Pratt compuesto de diagonales traccionadas y verticales en compresión que son estabilizados por los atiesadores transversales. Este enrejado Pratt, permite que se desarrolle una resistencia a corte mayor no considerada por la teoría de pandeo lineal.

El requisito clave para que se desarrolle el campo de tracciones en el alma de una viga es la habilidad de los atiesadores de entregar la suficiente rigidez en flexión para estabilizar el alma en su longitud. En el caso de los paneles extremos existe solo un panel en un lado del atiesador. El anclaje del campo de tracciones en esta zona es limitado por lo que se acostumbra a despreciar su efecto. Además, la mayor resistencia debida a las fuerzas del campo de tracciones es reducida cuando la razón de aspecto del panel se torna muy grande. Por esta razón la ventaja del campo de tracciones no se permite para los paneles extremos o cuando a/h excede 3,0 o $[260/(h/t_w)]^2$.

Las Especificaciones AISC anteriores a 2005 tenían requisitos explícitos para considerar la interacción entre las resistencias a corte y flexión cuando el alma era diseñada empleando el campo de tracciones. White y otros (2008) muestra que la interacción entre las resistencias de corte y flexión es despreciable cuando son satisfechos los requisitos $2Aw/(Afc+Aft)\leq 2.5$ y $h/bf\leq 6$. La sección G3.1 no permite el uso de campo de tracciones para miembros con secciones H con proporciones ala a alma pequeñas identificadas con estos límites. Límites similares son especificados en AASHTO (2010); adicionalmente, AASHTO (2010) permite el uso de una resistencia de campo de tracciones reducido “Basler verdadero” para casos donde estos límites no son satisfechos.

2. Resistencia de Corte considerando la Acción del Campo de Tracciones

Los métodos analíticos basados en la acción de campo de tracciones han sido desarrollados (Basler y Thurlimann. 1963; Basler, 1961) y corroborados mediante un extenso programa de ensayos (Basler y otros, 1960). La Ecuación G3-2 esta basada en esta investigación. El segundo término en el paréntesis representa el aumento relativo de resistencia de corte de panel debido a la acción del campo de tracciones. Los meritos de la Ecuación G3-2 relativos a varias representaciones alternativas de la resistencia del alma al corte son evaluadas y donde la Ecuación G3-2 es recomendada en White y Barker (2008).

3. Atiesadores Transversales

La componente vertical de la fuerza del campo de tracciones desarrollada en el panel del alma debe ser resistida por un atiesador transversal. Además de la rigidez requerida para permitir que la línea del atiesador sea un punto inmóvil para el panel en pandeo, como se indica en la Sección G2.2, el atiesador debe también tener un área suficientemente grande para resistir la reacción del campo de tracciones.

Numerosos estudios (Horne y Grayson, 1983; Rahal y Harding, 1990a, 1990b, 1991; Stanway y otros, 1993, 1996; Lee y otros, 2002b; Xie y Chapman, 2003; Kim y otros, 2007) han mostrado que los atiesadores transversales de vigas H diseñadas para campo de tracciones son cargadas predominantemente en flexión debido a la restricción que proveen a la deflexión lateral del alma. Generalmente, existe evidencia de cierta compresión axial en el atiesador transversal debido al campo de tracciones, pero incluso en la placa de alma mas esbelta permitida por esta Especificación; el efecto de la compresión axial transmitida de la placa del alma post-pandeo es típicamente menor si se le compara a los efectos por cargas laterales. Asimismo, los requisitos de area para atiesadores transversales de Especificaciones anteriores ya no han de ser especificados. De igual manera, las demandas en la rigidez a flexión del atiesador son aumentadas para situaciones donde el campo de tracciones del alma es desarrollado. La Ecuación G3-4 es el mismo requisito que ha sido especificado en AASHTO (2010).

G4. ÁNGULOS SIMPLES

Las tensiones de corte en miembros de ángulo simple son el resultado del gradiente de momento de flexión a lo largo de su longitud (corte en flexión) y del momento torsional.

La tensión elástica máxima debido a corte en flexión es:

$$f_v = \frac{1.5V_b}{bt} \quad (\text{C-G4-1})$$

donde V_b es la componente de la fuerza de corte paralela al ala del ángulo con ancho b y espesor t . La tensión es constante en todo su espesor, y debe ser calculado para ambas alas para determinar el máximo. El coeficiente 1,5 es el valor calculado para ángulos de alas iguales a lo largo de su eje principal. Para ángulos de alas iguales cargados a lo largo de uno de sus ejes geométricos, el factor es 1,35. Factores entre estos dos límites pueden ser calculados conservadoramente de la expresión $V_b Q / lt$ para de esta manera determinar la tensión máxima en el eje neutro. Alternativamente, si sólo se considera corte en flexión, una tensión de corte por flexión uniforme en el ala de V_b / bt puede ser usada debido al comportamiento inelástico del material y la redistribución de tensiones.

Cuando el ángulo no está arriostrado lateralmente contra el giro, se produce un momento torsional igual al producto de la carga aplicada transversalmente por la distancia perpendicular e al centro de corte, que es el punto de intersección de los ejes de las dos alas. Hay momentos torsionales resistidos por dos tipos de tensiones de corte: torsión pura (Torsión de St. Venant) y torsión ocasionada por el alabeo [ver Seaburg y Carter (1997)].

Las tensiones de corte debido al alabeo restringido son pequeñas comparadas con la torsión de St. Venant (típicamente menor al 20%) y pueden ser despreciadas para propósitos prácticos. El momento torsional aplicado es entonces resistido por tensiones de corte puro que son constantes a lo largo del ancho del ala (excepto para regiones localizadas en el extremo del ala), y el valor máximo puede ser aproximado por

$$f_v = \frac{M_T t}{J} = \frac{3M_T}{At} \quad (\text{C-G4-2})$$

donde

A = área de la sección transversal del ángulo, cm^2 (mm^2)

J = constante torsional (aproximadamente $\Sigma(bt^3/3)$ cuando no se dispone de tablas con los valores calculados con anterioridad, cm^4 (mm^4))

M_T = momento torsional, kgt-m (N-mm)

Para el estudio de los efectos de alabeo, ver Gjelsvik (1981). Los momentos torsionales debidos a las cargas transversales no arriostradas lateralmente también producen tensiones normales de alabeo que son sobre impuestas a las tensiones de flexión. Sin embargo, puesto que la resistencia al alabeo de ángulos simples es relativamente pequeña, este efecto de flexión adicional, al igual que el efecto de corte por alabeo, para propósitos prácticos puede ser despreciado.

G5. TUBOS RECTANGULARES

Las dos almas de un tubo rectangular resisten corte de la misma forma que el alma simple de una viga con sección de H, y por lo tanto, las disposiciones de la Sección G2 aplican.

G6. TUBOS REDONDOS

Se dispone de poca información para secciones cerradas redondas solicitadas por corte transversal y las recomendaciones están basadas en disposiciones para pandeo local de cilindros debido a torsión. Sin embargo, puesto que la torsión es generalmente constante a lo largo de la longitud del miembro y el corte transversal usualmente posee un gradiente, se recomienda tomar la tensión crítica para corte transversal como 1,3 veces la tensión crítica por torsión (Brockenbrough y Johnston, 1981; Ziemian, 2010). Las ecuaciones de torsión aplican sobre la longitud completa del miembro, pero para corte transversal es razonable usar la longitud entre los puntos de fuerza de corte máxima y cero. Sólo las secciones cerradas delgadas pueden requerir una reducción en la resistencia al corte basada en primera fluencia en corte. Incluso en este caso, el corte solo gobierna el diseño de secciones cerradas circulares para el caso de secciones delgadas con vanos cortos.

En la ecuación de resistencia nominal de corte, V_n , de secciones cerradas redondas, se supone que la tensión de corte en el eje neutro, calculado como VQ/lb , es F_{cr} . Para secciones redondas delgadas con un radio R y espesor t , $I = \pi R^3 t$, $Q = 2R^2 t$ y $b = 2t$. Esto entrega la tensión en el centroide como $V/\pi R t$, donde el denominador corresponde a la mitad del área de la sección cerrada redonda.

G7. CORTE EN EL EJE DÉBIL EN PERFILES CON SIMETRÍA SIMPLE Y DOBLE

La resistencia nominal de corte para secciones H con simetría simple y doble es controlada por las ecuaciones de la Sección G2 con un coeficiente de pandeo de placa igual a $k_v = 1,2$, la misma usada para almas de secciones T. La esbeltez de placa máxima de perfiles laminados es $(b_f/2t_f) = 13,8$, y para $F_y = 7.040 \text{ kgf/cm}^2$ (690 MPa) el valor límite

está dado por la fórmula $1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{1,2 \times 200.000}{690}} = 20,5$. Entonces $C_v = 1,0$ excepto para perfiles armados con alas muy esbeltas.

G8. VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA

En algunos casos es necesario realizar aberturas en el alma en miembros estructurales de piso, los cuales pueden ser usados para acomodar instalaciones mecánicas, eléctricas y otras. Los estados límites resistentes, incluyendo el pandeo local del ala en compresión o del alma, pandeo local o fluencia de la zona de compresión de secciones T bajo o sobre la abertura, pandeo lateral e interacción momento-corte, o condición de servicio pueden controlar el diseño de miembros en flexión con aberturas en el alma. La ubicación, tamaño y número de las aberturas son importantes y para ellos han sido identificados valores límites empíricos. Un procedimiento general para estimar estos efectos y el diseño de

cualquier refuerzo tanto para viga de acero o compuestas es dado en ASCE *Specification for Structural Steel Beams with Web Openings* (ASCE, 1999), los fundamentos se pueden encontrar en diversas publicaciones, como por ejemplo Darwin (1990), ASCE *Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete* (1992a, 1992b).

CAPÍTULO H

DISEÑO DE MIEMBROS PARA FUERZAS COMBINADAS Y TORSIÓN

Los Capítulos D, E, F, y G de esta Especificación abarcan el diseño de miembros solicitados solamente a un tipo de solicitud: tracción axial, compresión axial, flexión, y corte, respectivamente. El Capítulo H comprende el diseño de miembros sujetos a la combinación de dos o más de las solicitudes individuales definidas arriba, así como también a la posibilidad de solicitudes adicionales debido a torsión. Las disposiciones caen en dos categorías: (a) la mayoría de los casos que pueden ser tratados por una ecuación de interacción que involucra la suma de razones entre la resistencia requerida (demanda) y la resistencia disponible (capacidad); y (b) los casos donde las tensiones debido a las solicitudes aplicadas son sumadas y comparadas con tensiones límites de pandeo o fluencia. Los ingenieros estructurales deberán consultar las disposiciones de las Secciones H2 y H3 solamente en casos de ocurrencia poco frecuente.

H1. MIEMBROS CON SIMETRÍA SIMPLE Y DOBLE SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

1. Miembros con Simetría Doble y Simple en Flexión y Compresión

La Sección H1 contiene las disposiciones de diseño para miembros prismáticos bajo flexión y compresión combinadas y bajo flexión y tracción combinadas para secciones con simetría doble y simple. Las disposiciones de la Sección H1 aplican típicamente para perfiles laminados de ala ancha, canales, doble T, tubos redondos, cuadrados, y rectangulares, secciones sólidas redondas, cuadradas, rectangulares, y diamantes, y cualquier posible combinación de perfiles con simetría doble y simple fabricados con planchas y/o perfiles por soldadura o pernos. Las ecuaciones de interacción acomodan flexión en torno a uno o ambos ejes principales así como también compresión y tracción axial.

En 1923, la primera especificación AISC requería que las tensiones debido a flexión y compresión fueran sumadas y que la suma no excediera el valor admisible. La primera ecuación de interacción apareció en la Especificación de 1936, estipulando que “los miembros sujetos tanto a tensión axial y flexión debían ser dimensionadas de manera tal que la cantidad $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b}$ no excediera la unidad”, donde F_a y F_b y corresponden a las tensiones admisibles axial y de flexión permitidas por esta Especificación, y f_a y f_b son las tensiones de trabajo correspondientes a la fuerza axial y el momento de flexión, respectivamente. Esta ecuación de interacción lineal se utilizó hasta la Especificación de 1961, cuando fue modificada para tomar en cuenta los efectos de la estabilidad de marco y $P - \delta$, o flexión secundaria entre los extremos del miembro (Ecuación C-H1-1). El efecto $P - \Delta$, o el momento de flexión de segundo orden debido al desplazamiento de entrepiso, no fueron tomados en consideración en esa oportunidad.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right) F_b} \leq 1.0 \quad (\text{C-H1-1})$$

La tensión axial admisible F_a se determina para una longitud efectiva que es mayor que la unidad para marcos de momento. El término $\frac{1}{1 - \frac{f_a}{F'_e}}$ es la amplificación del momento intermedio debido a la deformada del miembro multiplicada por la carga axial (el efecto $P - \delta$). El factor toma en cuenta el efecto del gradiente de momentos. Esta ecuación de interacción ha sido parte de todas las ediciones posteriores de la Especificación AISC-ASD desde 1961 hasta 1998.

Un nuevo alcance para la interacción de flexión y fuerzas axiales fue introducida en la Especificación AISC LRFD de 1986 (AISC, 1986). A continuación se presenta una explicación de la teoría detrás de las curvas de interacción utilizadas. Las ecuaciones:

$$\frac{P}{P_y} + \frac{8}{9} \frac{M_{pc}}{M_p} = 1 \quad \text{for } \frac{P}{P_y} \geq 0.2 \quad (\text{C-H1-2a})$$

$$\frac{P}{2P_y} + \frac{M_{pc}}{M_p} = 1 \quad \text{for } \frac{P}{P_y} < 0.2 \quad (\text{C-H1-2b})$$

definen una curva límite inferior para la de interacción adimensional de la resistencia axial P/P_y y de flexión M/M_p para columnas cortas de ala ancha compactas flectadas en torno a su eje x. La sección se supone completamente en fluencia en tracción y compresión. El símbolo M_{pc} es la resistencia de momento plástico de la sección solicitada por la carga axial . La curva representada por la Ecuación C-H1-2 prácticamente se sobreponen a la curva analítica exacta para la flexión en torno al eje fuerte de un perfil W200x46,1 (W8x31) (ver Figura C-H1.1). Las ecuaciones para la capacidad exacta de fluencia de un perfil de ala ancha son (ASCE, 1971):

$$\text{para } 0 \leq \frac{P}{P_y} \leq \frac{t_w(d - 2t_f)}{A}$$

$$\frac{M_{pc}}{M_p} = 1 - \frac{A^2 \left(\frac{P}{P_y} \right)^2}{4t_w Z_x} \quad (\text{C-H1-3a})$$

$$\text{para } \frac{t_w(d - 2t_f)}{A} < \frac{P}{P_y} \leq 1$$

$$\frac{M_{pc}}{M_p} = \frac{A\left(1 - \frac{P}{P_y}\right)}{2Z_x} \left[d - \frac{A\left(1 - \frac{P}{P_y}\right)}{2b_f} \right] \quad (\text{C-H1-3b})$$

La ecuación que aproxima la resistencia de fluencia promedio de perfiles de ala ancha es

$$\frac{M_{pc}}{M_p} = 1.18 \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \leq 1 \quad (\text{C-H1-4})$$

Las curvas en la Figura C-H1.2 muestran las curvas de interacción por fluencia exacta y aproximada para perfiles de ala ancha en flexión en torno al eje y, y las curvas exactas para perfiles sólidos rectangulares y redondos. Es evidente que las curvas de interacción de límite inferior del AISC son muy conservadoras para estos perfiles.

La idea de presentar la resistencia de viga-columnas cortas fue con el propósito de extenderla a viga-columnas reales con longitudes reales, normalizando la resistencia de flexión requerida, M_u , de la viga respecto de la resistencia nominal de la viga sin carga axial, M_n , e igualmente para la resistencia axial requerida, P_u , respecto de la resistencia nominal de la columna sin momento de flexión, P_n . Este reacomodo de los resultados produce una la traslación y rotación de la curva de interacción original para columnas cortas, tal como se ve en la Figura C-H1.3.

Las ecuaciones de interacción son diseñadas para ser muy versátiles. Los términos en el denominador fijan los puntos finales de la curva de interacción. La resistencia nominal de flexión, M_n , se determina por las disposiciones respectivas del Capítulo F. Constituyen una envolvente para los estados límites de fluencia, pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala y pandeo local del alma.

FIGURA C-H1.1.
Curvas de interacción de columnas cortas: momento plástico versus carga axial para perfiles de ala ancha, flexión en el eje fuerte.
[W200x46,1 (W8x31), $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2 (345 \text{ MPa})$]

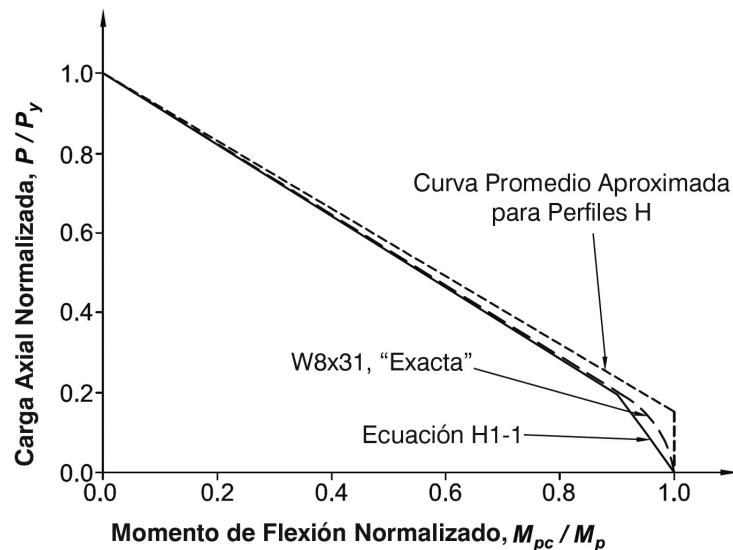
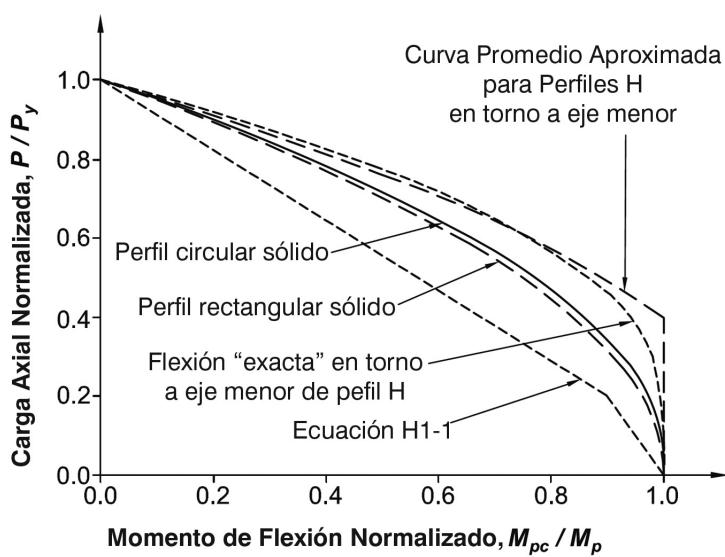


FIGURA C-H1.2.
Curvas de interacción de columnas cortas: momento plástico versus carga axial para secciones sólidas redondas y rectangulares y para perfiles de ala ancha.
Flexión en el eje débil.

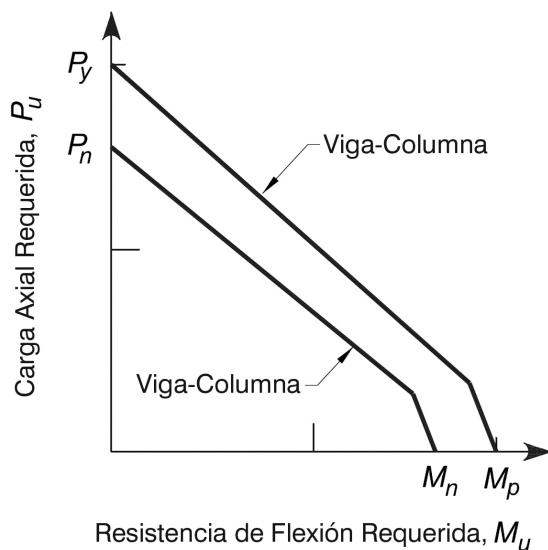


Las ecuaciones normalizadas correspondientes a la viga-columna, incluidos los efectos de longitud, se muestran en la Ecuación C-H1-5:

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{M_n} = 1 \quad \text{para} \quad \frac{P_u}{P_n} \geq 0.2 \quad (\text{C-H1-5a})$$

$$\frac{P_u}{2P_n} + \frac{M_u}{M_n} = 1 \quad \text{para} \quad \frac{P_u}{P_n} < 0.2 \quad (\text{C-H1-5b})$$

FIGURA C-H1.3.
Curvas de interacción para vigas-columnas cortas y vigas-columnas.



El término axial, P_n , es controlado por las disposiciones del Capítulo E, y pueden usarse para columnas compactas o esbeltas, así como también para los estados límites de pandeo en torno a los ejes fuerte y débil, y pandeo torsional y flexo-torsional. Además, P_n se calcula para la longitud efectiva aplicable de la columna, de manera de tomar en cuenta los efectos de estabilidad de marco, cuando se usan los procedimientos de la Sección C.2-1a y Sección C.2-1b para determinar los momentos y fuerzas axiales requeridos. Estos momentos y fuerzas axiales incluyen la amplificación debido a efectos de segundo orden.

La utilidad de las ecuaciones de interacción es mejorada aún más por el hecho que también permiten la consideración de flexión biaxial.

2. Miembros con Simetría Doble y Simple en Flexión y Tracción

La Sección H1.1 considera el caso más frecuente en diseño: miembros bajo flexión y compresión axial. La Sección H1.2 abarca los casos menos frecuentes de flexión y tracción axial. Debido a que la tracción axial aumenta en cierto grado la rigidez de flexión del miembro, la Sección H1.2 permite el aumento de C_b en el Capítulo F. Entonces cuando el término de flexión es controlado por el pandeo lateral-torsional, el factor de gradiente

del momento, C_b , es incrementado en $\sqrt{1 + \frac{\alpha P_r}{P_{ey}}}$. Para la Especificación 2010, este multiplicador ha sido alterado ligeramente como ha sido mostrado para emplear la misma constante, α , la que es usada a lo largo de la Especificación cuando resultados de resistencia ultima son requeridos.

3. Miembros Laminados Compactos con Simetría Doble Sometidos a Flexión Simple y a Compresión

Para secciones de ala ancha, con doble simetría y momentos aplicados sobre el eje x, la ecuación de interacción lineal C-H1-5 es conservadora para los casos donde el estado límite para fuerza axial es el pandeo fuera del plano y el estado límite de flexión es pandeo lateral-torsional (Ziemian, 2010). La Sección H1.3 entrega una ecuación opcional para verificar la resistencia fuera del plano de esas viga-columnas.

Las dos curvas en la Figura C-H1.4, señaladas como Ecuación H1-1 (fuera del plano) y a la Ecuación H1-2 (fuera del plano) ilustran la diferencia entre las ecuaciones de interacción bilineal y parabólica para la resistencia fuera del plano en el caso de una viga-columna W27x84 según la denominación AISC (equivalente a W690x125 en milímetros), $L_b = 3,05$ m y $F_y = 3.520$ kgf/cm² (345 MPa), la que está sometida en su eje mayor a un momento que varia linealmente a lo largo del miembro, con momento cero en un extremo y momento máximo en el otro extremo ($C_b = 1,67$). Además, la línea sólida en la figura muestra la resistencia por interacción bilineal al pandeo en el plano para este miembro obtenido de la Ecuación H1-1. Nótese que el término de resistencia $C_b M_{cx}$ puede ser mayor a $\phi_b M_p$ para LRFD y M_p/Ω en ASD. La menor ordenada de acuerdo con las curvas de resistencia por pandeo fuera del plano y por pandeo en el plano es la resistencia que controla.

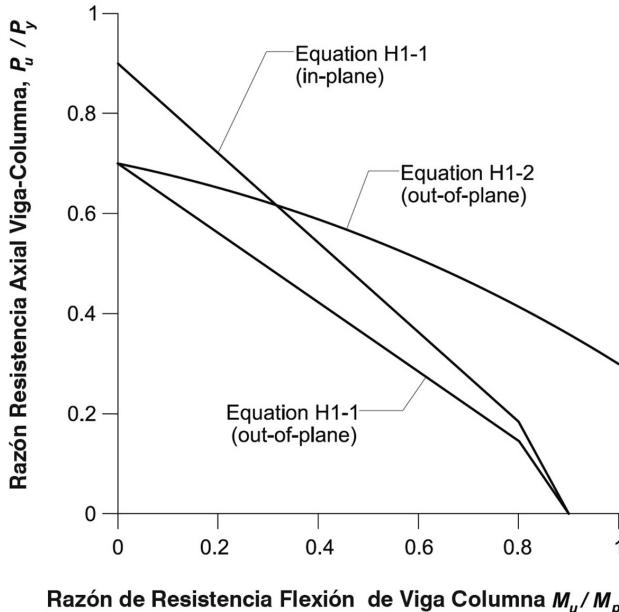
La Ecuación H1-2 es desarrollada desde la forma fundamental para la resistencia al pandeo lateral-torsional fuera del plano en secciones H de doble simetría mostrada a continuación, en LRFD:

$$\left(\frac{M_u}{C_b \phi_b M_{nx(C_b=1)}} \right)^2 \leq \left(1 - \frac{P_u}{\phi_c P_{ny}} \right) \left(1 - \frac{P_u}{\phi_c P_{ez}} \right) \quad (\text{C-H1-6})$$

La Ecuación H1-2 es obtenida de sustituir una estimación de un límite mínimo de 2,0 para la razón entre la resistencia por pandeo torsional elástico y la resistencia nominal para pandeo por flexión fuera del plano, P_{ez}/P_{ny} , en secciones W con $KL_y = KL_z$. La Especificación 2005 supone un límite superior de $P_{ez}/P_{ny} = \infty$, en la Ecuación C-H1-6 para el desarrollo de la Ecuación H1-2 el que en ciertos casos lleva a que la resistencia fuera del plano sea sobreestimada. Adicionalmente, el hecho de que el termino para la resistencia nominal por flexión fuera del plano, $C_b \phi_b M_{nx(C_b=1)}$, puede ser mayor que M_p no estaba del todo claro en la Especificación 2005.

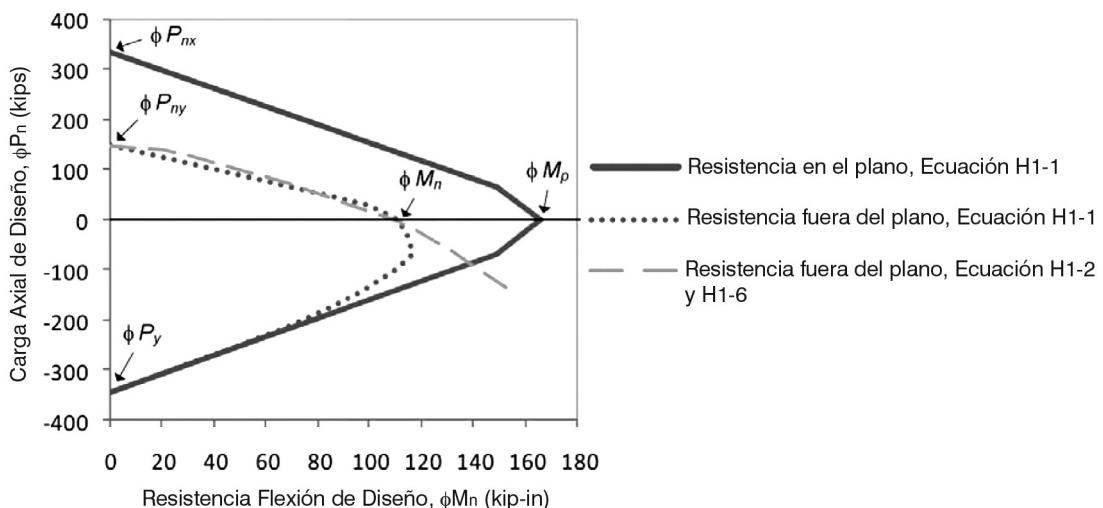
La relación entre las Ecuaciones H1-1 y H1-2 se ilustra en las Figuras C-H1.5 (para LRFD) y C-H1.6 (para ASD). Las curvas relacionan la carga axial requerida, P (ordenada), y el momento de flexión requerido, M (abscisa), cuando las ecuaciones de interacción H1-1 y H1-2 son iguales a la unidad. Los valores positivos de P corresponden a compresión y los valores negativos a tracción.

FIGURA C-H1.4.
Comparación entre Ecuaciones de interacción bilineal (Ecuación H1-1de Resistencia en el plano), parabólico (Ecuación H1-2, de Resistencia fuera del plano) y la Ecuación Resistencia en el plano de interacción bilineal (Ecuación H1-1)
[W27x84 (denominación AISC), $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa), $L_b = 3,05 \text{ m}$, $C_b = 1,75$]



Las curvas son para miembros W16x26 (denominación AISC), [$F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa)], de 3 m de longitud sometidos a flexión uniforme en el eje fuerte, $C_b = 1$. La curva sólida es para comportamiento en el plano, o sea, se considera arriostramiento lateral para prevenir el pandeo lateral-torsional. La curva punteada representa la Ecuación H1-1 para el caso cuando no existe arriostramiento lateral entre los extremos de la viga-columna.

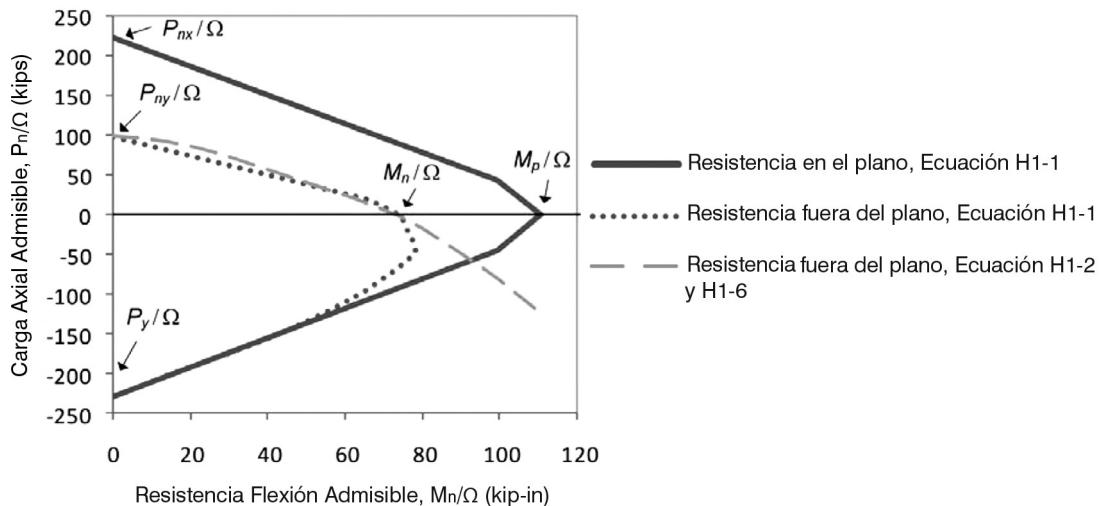
FIGURA C-H1.5.
Viga-columnas bajo fuerza axial de compresión y tracción (tracción se muestra como valor negativo) (LRFD)
[W16x26 (denominación AISC), $F_y = 3520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa), $L_b = 3,05 \text{ m}$, $C_b = 1$]



En la región de tracción axial, la curva es modificada por el término $\sqrt{1 + \frac{\alpha P_r}{P_{ey}}}$, tal como lo permite la Sección H1.2.

La curva segmentada es la Ecuación H1-2 para el caso de compresión axial, y es tomada como el límite inferior usando la Ecuación C-H1-6 con P_{ez}/P_{ny} con un valor igual a infinito para el caso de tracción axial. Para un valor dado de fuerza axial ya sea en compresión o en tracción, la Ecuación H1-2 y C-H1-6 permite un mayor valor de momento de flexión sobre gran parte de su rango de aplicabilidad.

FIGURA C-H1.6.
Viga-columnas bajo fuerza axial de compresión y tracción (tracción se muestra como valor negativo) (ASD)
[W16x26 (denominación AISI), $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa), $L_b = 3,05 \text{ m}$]



H2. MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y OTROS MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

Las disposiciones de la Sección H1 aplican para vigas-columnas con secciones con simetría doble o simple. Sin embargo, existen muchas secciones que son asimétricas, tales como ángulos de alas desiguales, y cualquier tipo de secciones que puedan ser fabricadas. Para estas situaciones la ecuación de interacción de la Sección H1 puede no ser apropiada. La ecuación lineal $\left| \frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbw}}{F_{cbw}} + \frac{f_{rbz}}{F_{cbz}} \right| \leq 1,0$ provee una forma conservadora y simple para tratar con tales problemas. Las letras minúsculas f corresponden a la tensión axial y de flexión requerida, calculada mediante análisis elástico de la estructura sometida a las cargas aplicables, incluyendo efectos de segundo orden cuando corresponda, las tensiones en letras mayúsculas F son las resistencias disponibles expresadas como tensiones admisibles correspondientes al estado límite de fluencia o pandeo. Los subíndices w y z se refieren a los ejes principales de la sección asimétrica. Esta Especificación da la opción al ingeniero estructural para usar la ecuación de interacción de la Sección H2 para secciones transversales que pueden calificar para una aplicación más liberal de la ecuación de interacción de la Sección H1.

La ecuación de interacción, Ecuación H2-1, aplica igualmente para el caso donde la carga axial es de tracción. La Ecuación H2-1 ha sido escrita en forma de tensiones como una ayuda al examinar la condición de las varias ubicaciones críticas en miembros no simétricos. Para secciones no simétricas con flexión ya sea en un eje o en dos ejes, la condición crítica es dependiente de la dirección resultante de el momento. Esto es tambié3n cierto para miembros de simetría simple como secciones T con flexión sobre el eje x. Las mismas propiedades seccionales elásticas son usadas para determinar los correspondientes términos sobre tensiones requeridas y disponibles lo que significa que la razón de momentos será la misma que la razón de tensiones.

Existen dos enfoques para emplear la Ecuación H2-1:

- (a) Usar estrictamente la Ecuación H2-1 para la interacción de el momento crítico para cada eje principal, existiendo una única razón de tensiones para cada ubicación crítica ya que la razón de momentos y de tensiones son la misma como se menciono anteriormente. En este caso se puede agregar algebraicamente el valor de cada uno de las razones para obtener la condición crítica de una de las fibras extremas.

Usar la Ecuación H2-1 es el enfoque conservador y es recomendado para verificar miembros tales como ángulos simples. Las tensiones por flexión disponibles en una ubicación en particular (extremo del ala corta o del ala larga o en el talón) esta basada en el momento límite de fluencia, el momento límite por pandeo local, o el momento por pandeo lateral-torsional consistente con el signo de las tensiones de flexión requeridas. En cada caso el momento de fluencia estará basado en el menor módulo de la sección para el eje en consideración. Debe verificarse la condición de tensiones en los extremos tanto en el ala más corta como en la ala más larga y en el talón y encontrar la razón de tensiones que resulta crítica.

- (b) Para ciertos componentes de las cargas, donde para las tensiones críticas puede existir una transición de tensión en un punto de la sección transversal a compresión en el otro, puede ser ventajoso el considerar dos relaciones de interacción dependientes de la magnitud de cada componente. Esto es permitido por la expresión al final de la Sección H2 que posibilita un análisis más detallado en reemplazo de la Ecuación H2-1 para la interacción entre flexión y tracción.

A modo de ejemplo, para un sección T flectada tanto en su eje x como en su eje y, lo que crea una tracción en el extremo del alma, puede controlar el diseño tanto la compresión en el ala como la tensión en el alma. Si la flexión en el eje y es relativamente mayor a la flexión en el eje x, la razón de tensiones necesita ser verificada únicamente para la compresión en el ala empleando los límites de diseño para compresión correspondientes. Sin embargo, si la flexión en el eje y es relativamente pequeña en comparación a la flexión en el eje x, debiera de verificarse las condiciones de tensiones por tracción para el borde del alma, siendo este límite independiente de la magnitud de la flexión en el eje y. Las dos distintas expresiones para interacción en secciones T son

$$\left| \frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbx}}{F_{cby}} + \frac{f_{rbx}}{F_{cbx}} \right| \leq 1.0 \text{ en el ala}$$

y

$$\left| \frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbx}}{F_{cbx}} \right| \leq 1.0 \text{ en el alma}$$

Los diagramas de interacción para flexión biaxial en una sección WT empleando ambos enfoques son ilustrados en la Figura C-H2-1.

Otra situación en la que se puede obtener beneficios a partir de la consideración de usar mas de una curva de interacción ocurre cuando la tracción axial es combinada con un límite para la compresión axial por flexión basado en el pandeo local o en el pandeo lateral-torsional. Un ejemplo de esto es cuando el alma de una T en compresión por flexión es combinada con tracción axial. La introducción de la tensión axial reduce la compresión que con la que se determina la tensión por pandeo límite. Con una tracción axial requerida mayor y una compresión por flexión relativamente mas pequeña, la tensión de diseño por flexión puede ser fijada en el límite de fluencia del alma.

$$\left| \frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbx}}{F_{cbx}} \right| \leq 1.0$$

donde F_{cbx} es la tensión de tracción en el ala basada en alcanzarse ϕF_y en el alma. Entonces puede ser justificado el emplear F_{cbx} igual a ϕF_y en esta expresión.

Esta relación de interacción puede ser empleada en la medida que la interacción entre las tensiones de compresión por flexión en el alma con F_{cbx} basado en los límites por pandeo local o por pandeo lateral-torsional incrementadas por la tracción axial, controle.

$$\left| \frac{f_{ra}}{F_{ca}} - \frac{f_{rbx}}{F_{cbx}} \right| \leq 1.0$$

Los diagramas de interacción para este caso, usando ambos enfoques, son ilustrados en la figura C-H2.2.

FIGURA C-H2.1.
Sección WT con flexión biaxial.

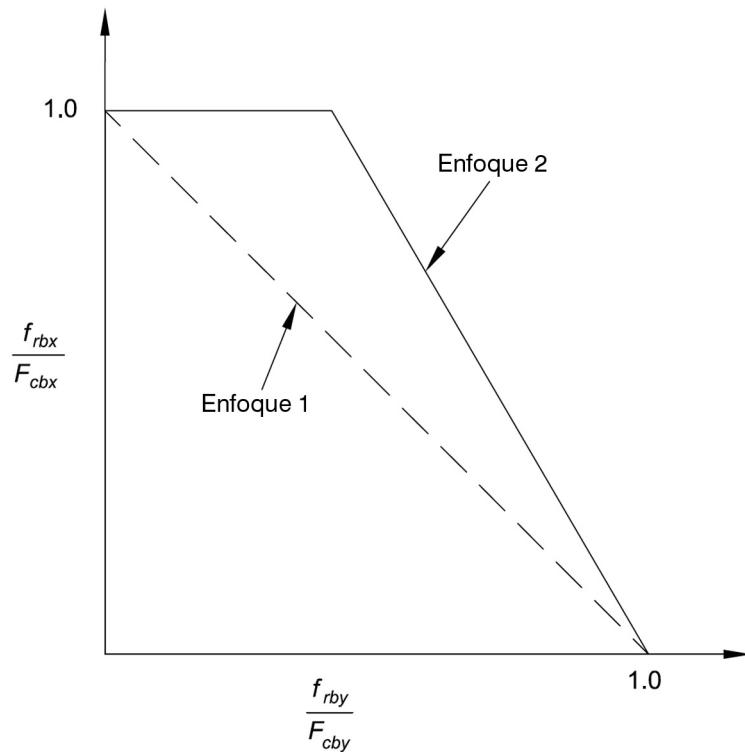
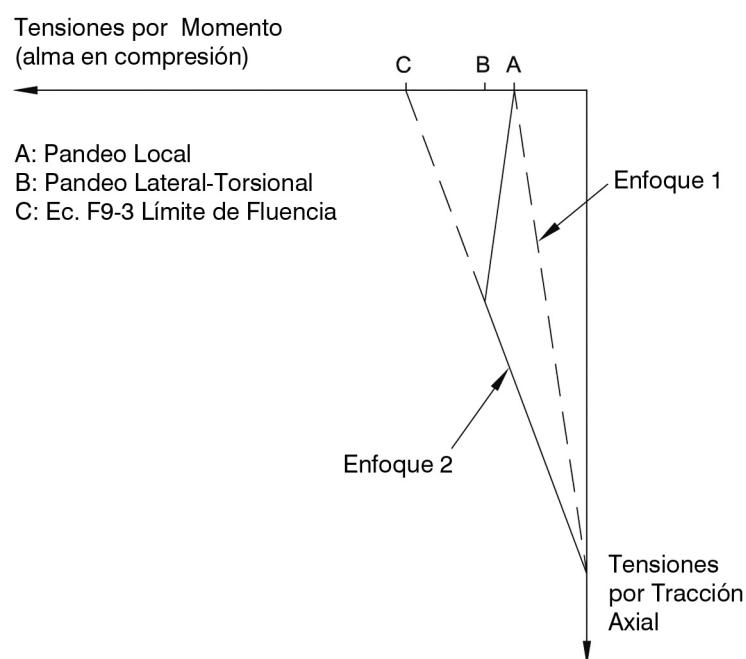


FIGURA C-H2.2.
Sección WT con compresión por flexión en el alma más tracción axial.



H3. MIEMBROS SOMETIDOS A TORSIÓN Y COMBINACIÓN DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTE, Y/O CARGA AXIAL.

La Sección H3 provee las disposiciones para los casos no cubiertos en las dos secciones previas. Las primeras dos partes de esta Sección abarcan el diseño de miembros de sección tubular, y la tercera parte es una disposición general orientada a los casos donde se encuentra torsión junto a tensiones normales y de corte.

1. Tubos Redondos y Rectangulares Sujetos a Torsión

Los tubos son usados frecuentemente en construcción de marcos espaciales y en otras situaciones donde los momentos torsionales significativos deben ser resistidos por estos miembros. Debido a la condición de sección cerrada, el tubo es mucho más eficiente en resistir la torsión que una sección abierta tal como un a sección H o un canal. Mientras que las tensiones normal y de corte debido al alabeo restringido son usualmente significativas en perfiles de sección abierta, son insignificantes en secciones cerradas. Se puede suponer que el momento torsional total es resistido por tensiones de corte ocasionadas por torsión pura. Estas son referidas usualmente en la literatura como tensiones torsionales de St. Venant.

La tensión de corte por torsión pura en secciones tubulares se supone uniformemente distribuida a lo largo de la pared de la sección, y es igual al momento torsional, T_v , dividido por la constante de corte torsional de la sección, C . En un formato de estado límite, la resistencia torsional nominal es la constante de corte multiplicada por la tensión crítica de corte, F_{cr} .

Para tubos redondos, la constante de corte torsional es igual al momento de inercia polar dividido por el radio,

$$C = \frac{\pi(D^4 - D_i^4)}{32D/2} \approx \frac{\pi t(D-t)^2}{2} \quad (\text{C-H3-1})$$

donde D_i es el diámetro interno.

Para tubos rectangulares, la constante de corte torsional es obtenida como $2tA_o$ usando la analogía de membrana (Timoshenko, 1956), donde A_o es el área encerrada por la línea central de la sección. Si se supone conservadoramente un radio de curvatura de esquina exterior de $2t$, el radio de curvatura de la línea central es $1,5t$ y

$$A_o = (B-t)(H-t) - 9t^2 \frac{(4-\pi)}{4} \quad (\text{C-H3-2})$$

que resulta en

$$C = 2t(B-t)(H-t) - 4.5t^3(4-\pi) \quad (\text{C-H3-3})$$

El factor de reducción de la resistencia ϕ y el factor de seguridad Ω son los mismos que para corte por flexión del Capítulo G.

Cuando se considera pandeo local en tubos redondos sometidos a torsión, muchos de los miembros estructurales serán de longitud moderada o larga por lo que las disposiciones

para cilindros cortos no aplican. La resistencia al pandeo local elástico de cilindros largos no resulta afectada por las condiciones en sus extremos y la tensión crítica es la dada por Ziemian (2010), como

$$F_{cr} = \frac{K_t E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \quad (\text{C-H3-4})$$

El valor teórico de K_t es 0,73 pero se recomienda un valor de 0,6 para tomar en cuenta las imperfecciones iniciales del miembro. Schilling (1965) y Ziemian (2010) suministran la siguiente ecuación para la tensión de pandeo local elástica para tubos redondos de moderada longitud ($L > 5,1D^2/t$) cuyos extremos no se encuentran restringidos contra la rotación:

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}} \sqrt{\frac{L}{D}}} \quad (\text{C-H3-5})$$

La ecuación incluye un 15% de reducción para tomar en cuenta las imperfecciones iniciales del miembro. En esta ecuación se incluye el efecto de longitud para la condición de apoyo simple, y se desprecia el aumento aproximado de 10% en la resistencia al pandeo para bordes fijos en los extremos. Una limitación adicional es que no sea excedida la resistencia de fluencia en corte, 0,6 F_y .

Las disposiciones para la tensión crítica de tubos rectangulares son idénticas a las disposiciones de corte por flexión de la Sección G2 con el coeficiente de pandeo por corte igual a $k_v = 5,0$. La distribución de corte debido a torsión es uniforme en los lados largos del tubo rectangular, y esta es la misma distribución que se supone debe existir en el alma de vigas de sección de ala ancha. Por lo tanto, es razonable que las disposiciones para pandeo sean las mismas en ambos casos.

2. Tubos sometidos a Combinación de Torsión, Corte, Flexión y Carga Axial

Hay muchas ecuaciones de interacción que han sido propuestas en la literatura para las combinaciones de carga que producen tensión normal y de corte en conjunto. Una forma común, es la combinación elíptica con la suma de los cuadrados (Felton y Dobbs, 1967) de la tensión normal y la tensión de corte:

$$\left(\frac{f}{F_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{F_{vcr}}\right)^2 \leq 1 \quad (\text{C-H3-6})$$

En una segunda forma, la razón de las tensiones normales está elevada a la primera potencia:

$$\left(\frac{f}{F_{cr}}\right) + \left(\frac{f_v}{F_{vcr}}\right)^2 \leq 1 \quad (\text{C-H3-7})$$

La forma más reciente es un tanto más conservadora, pero no por mucho (Schilling, 1965), y esta forma es la usada en esta Especificación:

$$\left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c} \right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c} \right)^2 \leq 1.0 \quad (\text{C-H3-8})$$

donde los términos con subíndice r representan las resistencias requeridas, y los términos con subíndice c corresponden a las resistencias disponibles. Efectos normales debido a la flexión y carga axial son combinados linealmente y luego combinados con el cuadrado de la combinación lineal entre efectos de corte por flexión y torsión. Cuando se presenta el efecto de carga de compresión axial, la resistencia requerida de flexión, M_c , debe ser determinado mediante un análisis de segundo orden. Cuando los efectos normales debidos a cargas axiales y de flexión no están presentes, el cuadrado de la combinación lineal de los efectos por flexión y corte por torsión subestima la interacción real. Una medida más confiable es obtenida sin elevar al cuadrado esta combinación.

3. Miembros No Tubulares Sujetos a Torsión y Tensiones Combinadas

Esta sección cubre todos los otros casos no cubiertos anteriormente. Ejemplos son vigas-grúas armadas de sección asimétrica y muchos otros tipos de secciones armadas con forma irregular. Las tensiones requeridas son determinadas mediante análisis elástico basado en las teorías establecidas en la mecánica estructural. Los tres estados límites a considerar y las respectivas tensiones disponibles son:

- (1) Fluencia bajo tensión normal - F_y
- (2) Fluencia bajo tensión de corte - $0,6 F_y$
- (3) Pandeo - F_{cr}

En muchos de los casos es suficiente considerar las tensiones normales y de corte separadamente porque los valores máximos raramente ocurren en el mismo lugar en la sección o a lo largo del elemento. La Guía AISC de Diseño 9 Torsional Analysis of Structural Steel Members (Seaburg y Carter, 1997) entrega una completa discusión sobre análisis torsional de perfiles abiertos.

H4. RUPTURA DE ALAS PERFORADAS SUJETAS A TRACCIÓN

La Ecuación H4-1 es entregada para evaluar el estado límite de ruptura en tracción de las alas de vigas-columnas. Estas disposiciones son solo aplicables en casos donde existen una o mas perforaciones en el ala bajo tracción neta para los efectos combinados de flexión y fuerzas axiales. Cuando tanto las tensiones en flexión como las tensiones axiales son tracciones, su efecto es aditivo. Cuando las tensiones son de signo opuesto, el efecto por tensión es reducido por el efecto de compresión.

CAPÍTULO I

DISEÑO DE MIEMBROS COMPUESTOS

El Capítulo I incluye a continuación los mayores cambios y adiciones realizados en esta edición de la Especificación

1. Detallamiento del Concreto y del Acero de Refuerzo (Sección I1, I2 y I8): Referencias al ACI 318 (ACI, 2008) son hechas en las Secciones I1.1 y I2.1 para invocar requisitos para el concreto y el acero de refuerzo. Referencias al ACI 318 son también realizadas en la Sección I8.3 para invocar requisitos relativos a la resistencia del concreto para pernos de anclaje.
2. Disposiciones para pandeo local (Sección I1.2 y I1.4): Nuevas disposiciones son incorporadas para el pandeo local en las Secciones I1.2 y I1.4. Estos requisitos llevan también a nuevas disposiciones sobre la compresión axial y el diseño en flexión de miembros compuestos llenos que sean compactos, no compactos y esbeltos según se describe en las Secciones I1.2 y I3.4.
3. Resistencia Axial Mínima para Miembros Compuestos en Compresión (Secciones I2.1 y I2.2): Estas secciones especifican que la resistencia axial de miembros compuestos embebidos en compresión y de miembros compuestos llenos en compresión no necesita ser menor que la resistencia de un miembro único de acero en compresión de acuerdo con las disposiciones del Capítulo E empleando la misma sección de acero que en el miembro compuesto.
4. Transferencia de Carga en Miembros Compuestos (Secciones I3 y I6): Se agregan nuevos materiales y se realizan revisiones a los requisitos de transferencia de carga en componentes compuestos. Al expandir el alcance de esta sección se ha garantizado la creación de una nueva sección dedicada sobre transferencia de carga en miembros compuestos.
5. Confiabilidad de la Resistencia para Vigas Compuestas Embebidas y Rellenas (Sección I3.3 y I3.4): El factor de resistencia y de seguridad para vigas compuestas embebidas y llenas ha sido ajustado basado en la evaluación de nuevos datos.
6. Diseño al Corte (Sección I4): Todas las disposiciones para el diseño al corte de miembros compuestos se ha recopilado en una nueva Sección I4.
7. Diseño de Viga-Columna Compuesta (Sección I5): Se explican los métodos de diseño de viga columna compuestas en la Sección I5.
8. Diagramas y Vigas Colectoras (Sección I7): Se han agregado nuevos términos sobre el comportamiento en una nueva Sección I7 la que cubre el diseño y detallamiento de diagramas y de vigas colectoras compuestos. Información adicional es entregada en el Comentario como guía para los diseñadores.
9. Anclajes de Acero (Sección I8): Nuevas disposiciones sobre el diseño de anclajes de acero (ya sean pernos o canales laminados) son incluidos en la Sección I8. Las disposiciones para vigas compuestas con losas permanecen esencialmente sin

cambios excepto los cambios en edición que han sido realizados para la necesaria consistencia con las nuevas disposiciones. Se agregan disposiciones en la Sección I8.2 sobre distancias de borde en pernos de anclaje a lo largo del eje de una viga compuesta para concreto de peso normal o de peso liviano. Nuevas disposiciones sobre pernos de anclaje en corte, tracción e interacción de corte y tracción son entregadas para otras formas de construcciones compuestas. Estos cambios plantean una nueva terminología, que sea consistente con las disposiciones generales sobre anclajes en el Apéndice D del ACI 318 (ACI, 2008). Específicamente, el término “conector de corte” es reemplazado por el término genérico “anclaje de acero”. Los anclajes de acero en la Especificación pueden referirse a “pernos de anclaje” como a “canales de anclaje”.

I1. DISPOSICIONES GENERALES

El diseño de secciones compuestas requiere la consideración del comportamiento tanto del acero como del concreto. Estas disposiciones fueron desarrolladas con la intención de minimizar los conflictos entre las actuales disposiciones de diseño de acero y de concreto así como también, entregar el debido reconocimiento de las ventajas que presenta el diseño compuesto.

Como resultado de este esfuerzo por disminuir los conflictos, esta Especificación ahora utiliza el enfoque de resistencia de la sección transversal en el diseño de columnas, lo cual es consistente con la metodología utilizado en diseño de concreto reforzado (ACI, 2008). Además, este enfoque permite dar un tratamiento consistente de las resistencias de las secciones transversales tanto para columnas como vigas compuestas.

Las disposiciones en el Capítulo I abarcan el diseño por resistencia de las secciones compuestas solamente. El ingeniero estructural necesita considerar las cargas resistidas por la sección de acero solamente cuando se determinan los efectos de carga durante la fase de construcción. El ingeniero estructural también necesita considerar las deformaciones a lo largo de la vida de la estructura y la sección apropiada para dichas deformaciones. Cuando se consideran estos estados límites, debe prestarse la debida atención a los cambios de largo plazo debido a la fluencia lenta y la retracción del concreto, adicionales a las tensiones y deformaciones normales de corto plazo o instantáneas.

1. Concreto y Acero de Refuerzo

Se efectúan referencias al ACI 318 (ACI, 2008) para disposiciones relacionadas al diseño y detallamiento del concreto y de la porción de acero de refuerzo, tal como anclajes y longitudes de empalme, ganchos intermedios en columnas, refuerzo transversal helicoidal, y disposiciones sobre corte y torsión.

Se han realizado excepciones y limitaciones las que se tratan a continuación:

- (1) Los procedimientos de diseño compuesto de ACI 318 han permanecido sin cambios por muchos años, por lo que se decidió excluir el diseño de secciones compuestas del ACI 318 para tomar ventaja de investigaciones recientes (Ziemian, 2010; Hajjar, 2000; Shanmugam y Lakshmi, 2001; Leon y otros; Varma y Zhang, 2009; Jacobs y Goverdham, 2010) en diseño compuesto, lo que es reflejado en la Especificación.

- (2) Las limitaciones del concreto que se agregan a las disposiciones de ACI 318 son entregadas con tal de reflejar el rango aplicable de datos de ensayos en miembros compuestos. Ver también el Comentario Sección I1.3.
- (3) Las disposiciones ACI para ganchos de refuerzo en miembros en compresión de concreto reforzado no compuesto deben ser seguidas como complemento de las disposiciones especificada en la Sección I2.1a(2). Adicionalmente consulte el Comentario de la Sección I2.1a(2).
- (4) El límite de 0.01Ag en ACI 318 para la razón del refuerzo longitudinal mínimo en miembros en compresión de concreto reforzado está basado en la tensión transferida por los niveles de cargas de servicio del concreto al refuerzo debido a la retracción y al flujo plástico. La inclusión de una sección de acero estructural embebido que reúna los requisitos de la Sección I2.1a ayuda a mitigar este efecto y por lo tanto permite una reducción en los requisitos sobre refuerzo longitudinal mínimo. Ver también el Comentario de la Sección I2.1a(3).

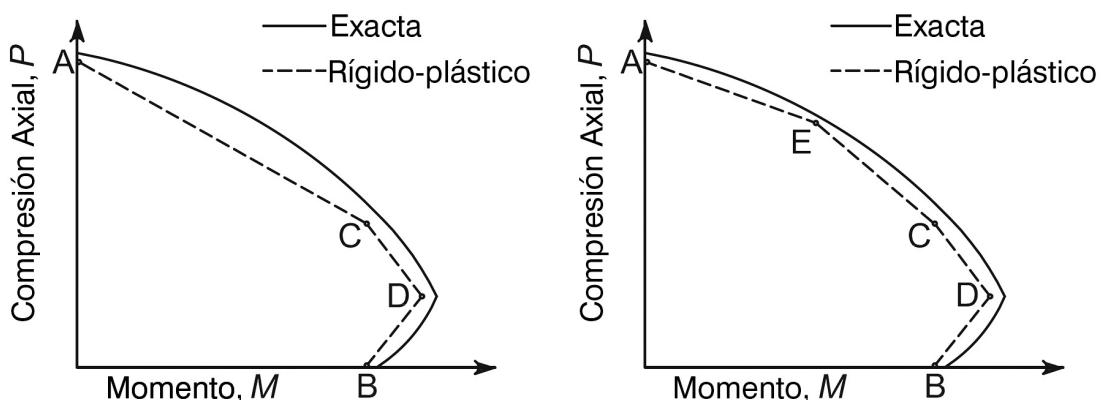
La base de diseño para el ACI 318 es la resistencia de diseño. Los diseñadores que empleen diseño por tensiones admisibles deben ser conscientes de los diferentes factores de carga entre las dos especificaciones.

2. Resistencia Nominal de Secciones Compuestas

La resistencia de secciones compuestas debe ser calculada basada en cualquiera de los dos métodos presentados en esta Especificación. El primero es el método de compatibilidad de las deformaciones, que entrega un método de cálculo general. El segundo es el método de la distribución de tensiones plásticas, que es un subconjunto del método de compatibilidad de deformaciones. Se tratará primero el método de distribución de tensiones plásticas debido a que es un método de cálculo simple y conveniente para la mayor cantidad de situaciones comunes de diseño. El uso limitado del método de distribución de tensiones elásticas es restringido para el cálculo de vigas compuestas con almas no compactas.

2a. Método de Distribución de las Tensiones Plásticas

FIGURA C-I1.1.
Comparación entre envolventes momento – carga axial exacta y simplificada.



El método de las tensiones plásticas para columnas, supone que no ocurre deslizamiento entre el acero y la parte de concreto y que se cumplen las razones de esbeltez local requeridas para prevenir pandeo local hasta que tenga lugar una fluencia extendida en toda la sección. Diversos ensayos y análisis han mostrado que estas suposiciones son razonables en estado límite último, tanto para secciones de acero embebidas con conectores de corte como para perfiles tubulares que cumplan con estas disposiciones (Ziemian, 2010; Hajjar, 2000; Shanmugam y Lakshmi, 2001; Varma y otros, 2002; Leon y otros, 2007). Para tubos circulares, estas disposiciones permiten el aumento de la tensión última del concreto a $0,95f'_c$ para tomar en cuenta los efectos beneficiosos de la acción de restricción circunferencial debido al confinamiento transversal (Leon y otros, 2002).

Basado en hipótesis similares, pero permitiendo el deslizamiento entre la viga de acero y la losa compuesta, pueden derivarse expresiones simplificadas para secciones típicas de viga compuesta. Estrictamente hablando, estas distribuciones no están basadas en deslizamiento, sino que en la resistencia de la conexión de corte. Se supone interacción completa si la resistencia de conexión de corte excede: (a) la resistencia de fluencia en tracción de la sección de acero o la resistencia de compresión de la losa de concreto cuando la viga compuesta es cargada en momento positivo, o (b) la resistencia de fluencia en tracción de las barras de refuerzo longitudinal en la losa o la resistencia de compresión de la sección de acero cuando se carga en momento negativo. Si se dispone conectores de corte en un número suficiente para desarrollar completamente la resistencia de flexión, cualquier deslizamiento que ocurra previo a la fluencia tiene un efecto despreciable en el comportamiento. Cuando no se presenta interacción completa, se dice que la viga posee una colaboración parcial. Los efectos de deslizamiento en las propiedades elásticas de una viga compuesta con colaboración parcial pueden ser significativos y deben tomarse en cuenta si resultan importantes para el cálculo de las flechas y tensiones para cargas de servicio. Las propiedades elásticas aproximadas de vigas con colaboración parcial se dan en la Sección I3 del Comentario.

2b. Método de Compatibilidad de Deformaciones

Los principios usados para calcular la resistencia de la sección en la Sección I1.1a pueden no ser aplicables para todas las situaciones de diseño o secciones posibles. Como una alternativa, la Sección I1.1b permite el uso de un método generalizado de compatibilidad de deformaciones que permite el uso de cualquier modelo de tensión-deformación razonable para el acero y el concreto.

3. Limitaciones del Material

Las limitaciones al material dado en la Sección I1.3 reflejan el rango de propiedades disponibles del material obtenidas de ensayos experimentales (Ziemian, 2010; Hajjar, 2000; Shanmugam y Lakshmi, 2001; Varma y otros, 2002; Leon y otros, 2007). Para el diseño de concreto reforzado, un límite de 715 kgf/cm^2 (70 MPa) es impuesto para cálculos de resistencia, tanto para tener en cuenta la insuficiente información disponible sobre esta resistencia como también para considerar los cambios en el comportamiento observado (Varma y otros, 2002). Para concreto de peso normal y liviano se especifica un límite inferior de 215 kgf/cm^2 (21 MPa) y para promover el uso de concreto liviano de buena calidad un límite superior de 430 kgf/cm^2 (42 MPa). Se permite el uso de resistencias

mayores para el cálculo del módulo de elasticidad, y se acepta que los límites puedan ser extendidos para cálculos, cuando están fundamentados en ensayos y análisis apropiados.

4. Clasificación de Secciones Compuestas Rellenas para Pandeo Local

El comportamiento de miembros compuestos llenos es fundamentalmente distinto del comportamiento de miembros de acero huecos. El relleno de concreto tiene una significativa influencia en la rigidez, resistencia y ductilidad de los miembros compuestos. Y así como se reduce el área de la sección de acero, la contribución del concreto se vuelve más significativa.

El pandeo local elástico del tubo de acero es considerablemente influenciado por la presencia del concreto de relleno. El concreto de relleno cambia el modo del pandeo del tubo de acero (tanto dentro de la sección transversal como a lo largo del miembro) al impedir que este se deforme hacia adentro. Como ejemplo ver Figuras C-J1.2 y C-J1.3. Bradford y otros analizaron el comportamiento del pandeo local elástico de miembros compuestos llenos en compresión, mostrando que para tubos rectangulares de acero, el coeficiente de pandeo de placa (ej., factor k) en la ecuación de pandeo elástico de la placa (Ziemian, 2010) cambia de 4,00 (para tubos huecos) a 10,6 (para secciones llenas). Como resultado de esto, las tensiones de pandeo elástico de la placa se incrementan por un factor de 2,65 para secciones llenas si se compara a las secciones estructurales huecas. De forma similar, Bradford y otros (2002) muestran que las tensiones de pandeo local elástico para secciones circulares llenas son 1,73 veces las correspondientes a secciones circulares huecas.

Para secciones llenas rectangulares, la tensión de pandeo local elástico, F_{cr} , de la ecuación de pandeo de placa se simplifica a la Ecuación I2-10. Esta ecuación indica que la fluencia ocurrirá en placas con b/t menor o igual a $3,00\sqrt{E_s/F_y}$, lo que corresponde al límite entre secciones no compactas y esbeltas, λ_r . Este límite no considera los efectos de tensiones residuales o de imperfecciones geométricas, pues la contribución del concreto controla para estos grandes valores de la razón b/t y los efectos de reducir las tensiones del acero son reducidos. Para compresión axial, el límite compacto/no compacto, λ_p , en la Tabla I1.1(a) es el mismo que aparece en la versión 2005 de *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 2005a), la que de aquí en adelante se denomina Especificación AISC 2005. El valor máximo permitido de b/t es basado en la falta de datos experimentales sobre el límite de $5,00\sqrt{E_s/F_y}$, y los efectos potenciales (deflexión de las placas y tensiones de confinamiento) del vaciado del concreto en secciones transversales HSS llenas extremadamente esbeltas. Para flexión, los límites b/t para las alas son los mismos que para las paredes en compresión axial debido a las similitudes en el cargado y en el comportamiento. El límite compacto/no compacto, λ_p , para almas en flexión fue establecido conservadoramente como $3,00\sqrt{E_s/F_y}$. El límite no compacto/esbelto, λ_r , para el alma fue establecido conservadoramente como $5,70\sqrt{E_s/F_y}$, el que es también el límite para secciones estructurales huecas. Esto fue también establecido como el máximo valor permitido debido a la falta de datos experimentales y por inquietudes relacionadas al vaciado del concreto para el relleno de secciones transversales HSS delgadas (Varma y Zhang, 2009).

Para secciones circulares llenas, en compresión axial, el límite compacto/no compacto, λ_p , en la Tabla I1.1a es el mismo de la *Especificación AISC 2005*. El límite no compacto/

esbelto, λ_r , fue establecido como $0,19E/F_y$, el cuales 1,73 veces el límite ($0,11E/F_y$) para secciones circulares huecas. Esto está basado en Bradford y otros (2002) mencionado antes, y se ajusta bien a los datos experimentales. El máximo permitido D/t , el que es igual a $0,31E/F_y$, está basado en la falta de datos experimentales y en los potenciales efectos del vaciado del concreto en secciones HSS llenas extremadamente esbeltas.

FIGURA C-I1.2.
Cambios en el modo de pandeo de la sección transversal debido al relleno de concreto.

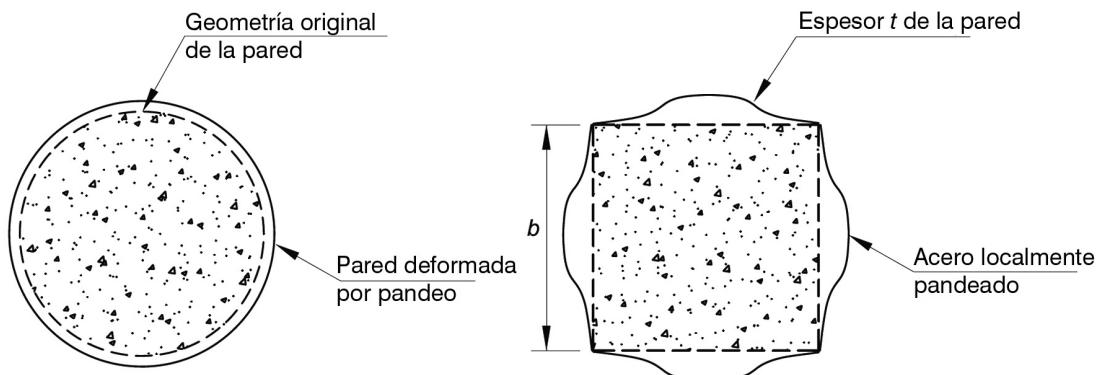
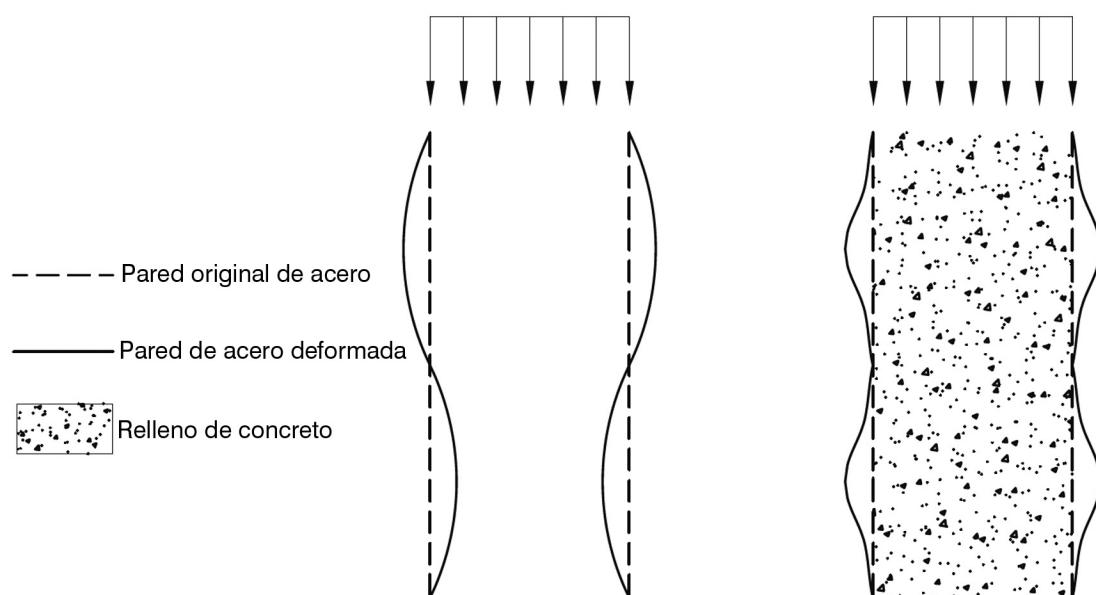


FIGURA C-11.3.
Cambios en la longitud del modo de pandeo debido a la presencia del relleno.



Para secciones circulares llenas en flexión, el límite compacto/no compacto, λ_p , de la Tabla I1.1b fue desarrollado conservadoramente como 1,25 veces el límite ($0,07E/F_y$) para secciones circulares estructurales huecas. El límite no compacto/esbelto, λ_r , fue considerando conservadoramente como igual al de secciones circulares estructurales huecas ($0,31E/F_y$). Esto ha sido establecido como el máximo valor permitido debido a la falta de datos experimentales y por inquietudes relacionadas al vaciado del concreto para el relleno de secciones transversales HSS delgadas (Varma y otros, 2009).

I2. FUERZA AXIAL

En la Sección I2, se trata separadamente el diseño de columnas compuestas embebidas y columnas llenas de concreto, aunque ambas tienen mucho en común. La intención es facilitar el diseño manteniendo los principios generales y requisitos de detallamiento para cada tipo de columna por separado.

Para determinar la resistencia de la sección se utiliza un modelo de resistencia última (León y otros, 2007; Leon y Hajjar, 2008). Este modelo es similar al que se usó en las anteriores Especificaciones LRFD. La mayor diferencia es que se toma en cuenta la resistencia completa del acero de refuerzo y el concreto en lugar del 70% que se ocupaba en las especificaciones anteriores. Además, estas disposiciones entregan la resistencia de la sección compuesta como una fuerza, mientras que en las especificaciones anteriores se convertía la fuerza en una tensión equivalente. Las anteriores disposiciones no predicen adecuadamente la resistencia para columnas con una cuantía baja de acero, pues, en la metodología aplicada se despreciaba arbitrariamente el acero de refuerzo y el concreto.

La consideración de los efectos de longitud en el diseño es consistente con el criterio que se aplica para los miembros de acero comprimidos. Las ecuaciones utilizadas son las mismas que las del Capítulo E, pero en un formato ligeramente diferente, y en la medida que el porcentaje de concreto disminuye en la sección, el diseño tiende al de una sección de acero (a pesar de tener factores de resistencia y de seguridad diferentes). Cuando se compara las disposiciones de la Especificación con resultados experimentales, se comprueba que el método es generalmente conservador pero que el coeficiente de variación obtenido es grande (Leon y otros, 2007).

1. Columnas Compuestas Embebidas

1a. Limitaciones

- (1) En esta Especificación, el uso de columnas compuestas es aplicable para una cuantía de acero mínima (área de perfil de acero dividido por el área bruta del miembro) igual o mayor a 1%.
- (2) La cantidad mínima especificada de refuerzo transversal es para dar un buen confinamiento al concreto. La intención de la Especificación es que las disposiciones para amarres transversales del Capítulo 7 de ACI 318 sean seguidas en complemento a los límites señalados.
- (3) Se especifica una cantidad mínima de refuerzo de acero longitudinal para asegurar que revestimientos de concreto sin refuerzo alguno no sean diseñados con estas

disposiciones. Barras longitudinales continuas deben ser ubicadas en cada esquina de la sección transversal. Disposiciones adicionales para un número mínimo de barras longitudinales son entregadas en la Sección 10.9.2 de ACI 318. En algunos casos puede ser necesario disponer otras barras longitudinales para dar adecuada restricción a las trabas, sin embargo, ese acero longitudinal no puede ser considerado para el área mínima de refuerzo longitudinal ni para el cálculo de la resistencia de la sección a no ser que sean continuas y debidamente ancladas.

1b. Resistencia de Compresión

La resistencia de compresión de la sección es la suma de las resistencias últimas de los componentes. La resistencia no es cubierta de la misma manera que en el diseño de columnas de concreto reforzado debido a una combinación de razones: (1) el factor de resistencia ha sido reducido desde el valor 0,85 usado en ediciones anteriores a 0,75 en este Especificación (inferior al empleado en algunas Especificaciones más antiguas); (2) el acero transversal requerido presenta un mejor desempeño que la típica columna de concreto reforzado; (3) la presencia de una sección de acero cerca del centro del miembro reduce la posibilidad de una falla repentina debido a pandeo del refuerzo de acero longitudinal; y (4) en muchos casos existirá una excesiva excentricidad de la carga (en otras palabras, momentos) debido a: a) la forma en la que la estabilidad es tratada en la Especificación a través del uso de las cargas ficticias mínimas; b) al tamaño del miembro y por los típicos mecanismos de transmisión de fuerzas.

Para la aplicación de miembros compuestos revestidos usando el método de análisis directo definido en el Capítulo C, y pendientes los resultados de investigaciones en miembros compuestos en compresión, es sugerido que la rigidez en flexión reducida EI^* este basada en el uso de la reducción $0,8\tau_b$ aplicada a EI_{eff} (de la Ecuación I2-6) a menos que se realicen estudios más exhaustivos. Alternativamente, los diseñadores son derivados al Capítulo 10 de ACI 318 para valores apropiados de $E_c I_g$ para usar con la reducción de $0,8\tau_b$ en la rigidez al realizar análisis de marcos empleando miembros compuestos revestidos en compresión cuyas rigideces deban ser evaluadas en una forma similar a los miembros de concreto en compresión convencionales. Referirse a la Sección I3.2 del Comentario para recomendaciones apropiadas sobre la rigidez de vigas compuestas.

1c. Resistencia de Tracción

La Sección I2.1c clarifica la resistencia de tracción a utilizar en situaciones donde el levantamiento es relevante y para cálculos de la curva de interacción viga-columna. La disposición se concentra en el estado límite de fluencia del área bruta. Cuando sea apropiado para la configuración estructural, se debe considerar también otros estados límites de resistencia de tracción y de la conexión como se especifica en Capítulos D y J.

2. Columnas Compuestas Rellenas

2a. Limitaciones

- (1) Tal como se discutió para miembros en compresión embebidos, ahora se permite el diseño de miembros en compresión compuestos con cuantías de acero tan bajas como un 1%.

- (2) Las secciones compuestas llenas son clasificadas como compactas, no compactas o esbeltas dependiendo del espesor del tubo, b/t o D/t , y en los límites de la Tabla I1.1a.

2b. Resistencia de Compresión

Una sección estructural compacta hueca (HSS) tiene suficiente espesor para desarrollar fluencia del acero del acero del HSS en compresión longitudinal, y para proveer confinamiento al relleno de concreto para desarrollar su resistencia a la compresión (0,85 o 0,95 f_c'). Una sección no compacta tiene suficiente espesor en el tubo para desarrollar fluencia en el tubo de acero en la dirección longitudinal, pero no puede confinar adecuadamente el relleno de concreto después de alcanzar una tensión de compresión de 0,70 f_c' en el concreto y comienza a sufrir de una inelasticidad significativa y de dilatación volumétrica, empujando contra el acero del tubo. Una sección esbelta no puede desarrollar fluencia en el tubo de acero en la dirección longitudinal ni confinar el concreto después de que este alcanza una tensión de compresión de 0,70 f_c' en el concreto y comienza a sufrir de deformaciones inelásticas y de una significativa dilatación volumétrica empujando contra el tubo (Varma y Zhang, 2009).

La figura C-I2.1 muestra la variación de la resistencia nominal a compresión axial, P_{no} , de la sección compuesta con respecto a la esbeltez del HSS. Como se muestra, las secciones compactas pueden desarrollar su resistencia plástica total, P_p , en compresión. La resistencia nominal axial, P_{no} , de secciones no compactas puede ser determinada empleando una interpolación cuadrática entre la resistencia plástica, P_p , y la resistencia de fluencia, P_y , con respecto a la esbeltez del tubo. Esta interpolación es cuadrática pues la habilidad de la sección de acero para confinar el relleno de concreto bajo inelasticidades y dilataciones volumétricas decrece rápidamente con la esbeltez del HSS. Las secciones esbeltas se limitan al desarrollo de la tensión por pandeo critico, F_{cr} , del acero del HSS y a 0,70 f_c' del relleno de concreto (Varma y Zhang, 2009).

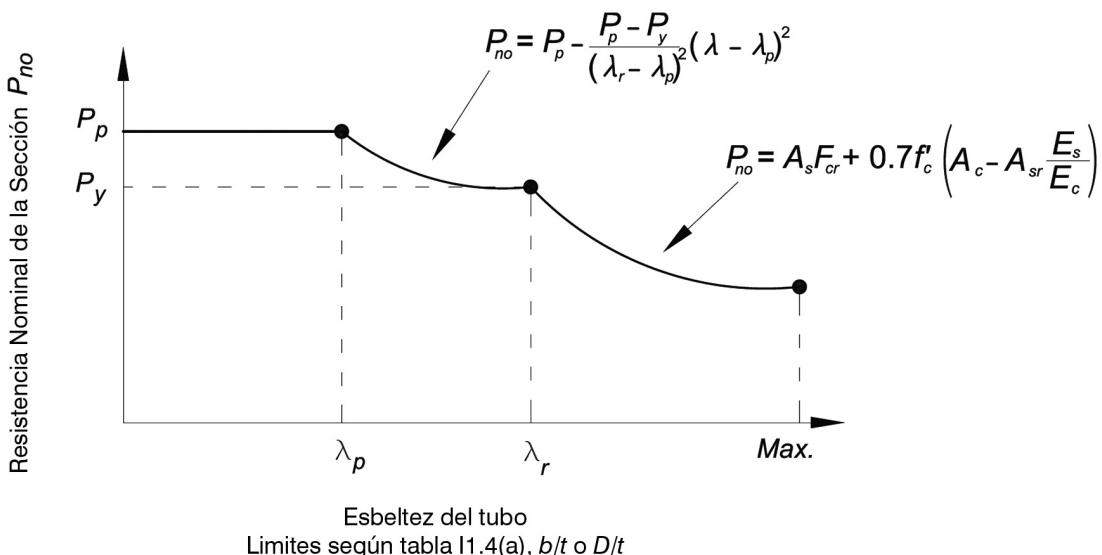
La resistencia nominal axial, P_n , de miembros compuestos en compresión incluyendo los efectos por longitud, debe ser determinada usando las Ecuaciones I2-2 y I2-3, mientras se emplea EI_{eff} (de la ecuación I2-12) para contabilizar la rigidez de la sección compuesta y P_{no} para contabilizar los efectos de pandeo local descritos arriba. Este enfoque es ligeramente diferente al empleado en secciones estructurales huecas que se encuentra en la Sección E7, donde la tensión de pandeo local efectiva, f , para secciones esbeltas tiene una influencia en la tensión de pandeo de la columna, F_{cr} , y viceversa. Este enfoque no fue implementado para miembros llenos en compresión debido a que: (i) su resistencia axial es gobernada significativamente por la contribución del relleno de concreto, (ii) las inelasticidades del concreto ocurren dentro del segmento fallado del miembro en compresión sin importar la carga de pandeo, y (iii) la resistencia nominal calculada comparan conservadoramente con resultados experimentales (Varma y Zhang, 2009).

Para la aplicación de miembros compuestos llenos en el método de análisis directo como se define en el Capítulo C y pendiente de los resultados de investigaciones inconclusas en miembros compuestos en compresión, se sugiere que la rigidez en flexión reducida, EI^* , este basada en el uso de la reducción $0,80\tau_b$, la que se aplica a EI_{eff} de la Ecuación I2-12 a menos que estudios más exhaustivos sean llevados a cabo.

2c. Resistencia de Tracción

Así como en el caso de miembros embebidos en compresión, la Sección I2.2c especifica la resistencia a tracción para miembros compuestos rellenos. De forma similar, mientras las disposiciones se enfocan el estado límite de fluencia en el área bruta, donde sea apropiado, se debe dar consideración a los otros estados límites para la resistencia de tracción y la resistencia en conexiones según se especifica en los Capítulos D y J.

FIGURA C-I2.1.
Resistencia nominal axial, P_{no} vs. Ebeltez del HSS.



I3. FLEXIÓN

1. General

Esta sección considera tres tipos de vigas compuestas: vigas de acero completamente embebidas, perfiles tubulares rellenos de concreto, y vigas de acero con anclaje mecánico a la losa de concreto la que generalmente es referida como una viga compuesta.

1a. Ancho Efectivo

Las mismas reglas de ancho efectivo aplican para vigas compuestas con losa en un lado o en ambos lados de la viga. En los casos que la rigidez efectiva de una viga con un solo lado de losa es importante, se debe tomar especial cuidado debido a que el modelo puede sobreestimar sustancialmente la rigidez (Brosnan y Uang, 1995). Para simplificar el diseño, el ancho efectivo está basado en la luz completa medida centro a centro entre apoyos, tanto para vigas simples como continuas.

1b. Resistencia Durante la Construcción

El diseño de vigas compuestas requiere de cuidado cuando se considera la historia de carga. Las cargas aplicadas a una viga no apuntalada antes de que el concreto haya fraguado

son resistidas por la sección de acero solamente, y sólo las cargas aplicadas después que el concreto ha fraguado, se consideran resistidas por la sección compuesta. Usualmente se supone para propósitos de diseño que el concreto se ha endurecido cuando alcanza el 75% de su resistencia de diseño. La deformación causada por el concreto fresco en una viga no apuntalada tiende a aumentar el espesor de losa y con ello la carga muerta. Para luces mayores esto puede provocar inestabilidad, fenómeno análogo al de estancamiento de agua en techos. El aumento excesivo del espesor de losa puede ser evitado si se utilizan contraflechas. El vertido de concreto en un espesor constante también ayuda a eliminar la posibilidad de inestabilidad por estancamiento (Ruddy, 1986). Cuando los moldajes no se conectan al ala superior, el arriostramiento lateral de la viga de acero puede no ser continuo durante la construcción y la longitud no arriostrada puede controlar la resistencia de flexión, como se define en el Capítulo F.

Esta Especificación no incluye los requisitos especiales para resistencia durante la construcción. Para estas vigas no compuestas, se deben aplicar las disposiciones del Capítulo F.

Las combinaciones para cargas de construcción deben ser determinadas para proyectos individuales de acuerdo con las condiciones locales, utilizando como guía el ASCE (2010).

2. Vigas Compuestas con Pernos de Anclaje de Acero o con Canales de Anclaje de Acero

La Sección I3.2 aplica para vigas compuestas simples y continuas con anclajes de acero, construidas con o sin puntales temporales.

Cuando el diseño de una viga compuesta es controlado por deformación, debería limitarse el comportamiento de la viga al rango elástico bajo combinaciones de cargas de servicio. Alternativamente, los efectos de amplificación debido al comportamiento inelástico deberían ser considerados cuando la deformación es revisada.

En algunas ocasiones no resulta práctico, hacer cálculos precisos de rigidez de miembros compuestos en flexión. Comparaciones de ensayos de deformación de corto plazo indican que el momento de inercia efectivo, I_{eff} , es un 15% hasta 30% menor que el calculado basado en la teoría lineal elástica, I_{equiv} . En consecuencia, para cálculos de deformación realistas, debe tomarse como $0,75I_{equiv}$ (Leon, 1990; Leon y Alsamsam, 1993).

Como una alternativa, se puede utilizar el momento de inercia, I_{lb} , como se define abajo:

$$I_{LB} = I_s + A_s(Y_{ENA} - d_3)^2 + (\Sigma Q_n / F_y)(2d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2 \quad (C-I3-1)$$

donde

A_s = área de la sección de acero, cm^2 (mm^2)

d_1 = distancia desde la fuerza de compresión en el concreto hasta el borde superior de la sección de acero, cm (mm)

d_3 = distancia desde la fuerza resultante de tracción del acero para fluencia de la sección completa hasta el borde superior de la sección de acero, cm (mm)

I_{LB} = límite inferior del momento de inercia, cm^4 (mm^4)

I_s = momento de inercia del perfil de acero, cm^4 (mm^4)

ΣQ_n = suma de las resistencias nominales de los conectores de corte entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero en cada lado, kgf (kN)

$$Y_{ENA} = [A_s d_3 + (\Sigma Q_n / F_y) (2d_3 + d_1)] / [A_s + (\Sigma Q_n / F_y)], \text{ in. (mm)} \quad (\text{C-I3-2})$$

El uso de una rigidez constante en el análisis elástico de vigas continuas es análogo a la práctica en diseño de concreto reforzado. La rigidez calculada usando un promedio ponderado de los momentos de inercia en la región de momento positivo y negativo puede tomar la siguiente forma:

$$I_t = aI_{pos} + bI_{neg} \quad (\text{C-I3-3})$$

donde

I_{pos} = momento de inercia efectivo para momento positivo, cm^4 (mm^4)

I_{neg} = momento de inercia efectivo para momento negativo, cm^4 (mm^4)

El momento de inercia efectivo está basado en la sección fisurada transformada considerando el grado de acción compuesta. Para vigas continuas sujetas a carga gravitacional solamente, el valor de a puede tomarse como 0,6 y el valor de b puede tomarse como 0,4. Para vigas compuestas usadas como parte del sistema resistente lateral en marcos de momento, el valor de a y b puede tomarse como 0,5 para cálculos relacionados con la deriva del piso.

En aquellos casos en los cuales se desea un comportamiento elástico, la resistencia seccional de los miembros compuestos está basada en la superposición de tensiones elásticas incluyendo la consideración del módulo seccional elástico efectivo en el instante que cada incremento de carga es aplicada. En aquellos casos donde se necesitan las propiedades elásticas para vigas con colaboración parcial, el momento de inercia elástico puede ser aproximado por

$$I_{equiv} = I_s + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)} (I_{tr} - I_s) \quad (\text{C-I3-4})$$

donde

I_s = momento de inercia del perfil de acero, cm^4 (mm^4)

I_{tr} = momento de inercia para la sección fisurada transformada con colaboración total, cm^4 (mm^4)

ΣQ_n = suma de las resistencias nominales de los conectores de corte entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero en cada lado, kgf (kN)

C_f = fuerza de compresión en la losa de concreto para vigas con colaboración total; menor que $A_s F_y$ y $0,85 f'_c A_c$, kgf (kN)

A_c = área de la losa de concreto en el ancho efectivo, cm^2 (mm^2)

El módulo de sección elástico efectivo S_{eff} , referido al ala en tracción del perfil de acero para una viga con colaboración parcial, puede ser aproximado por:

$$S_{eff} = S_s + \sqrt{(\Sigma Q_n/C_f)}(S_{tr} - S_s) \quad (\text{C-I3-4})$$

donde

S_s = módulo elástico del perfil de acero, referido al ala en tracción, cm^3 (mm^3)

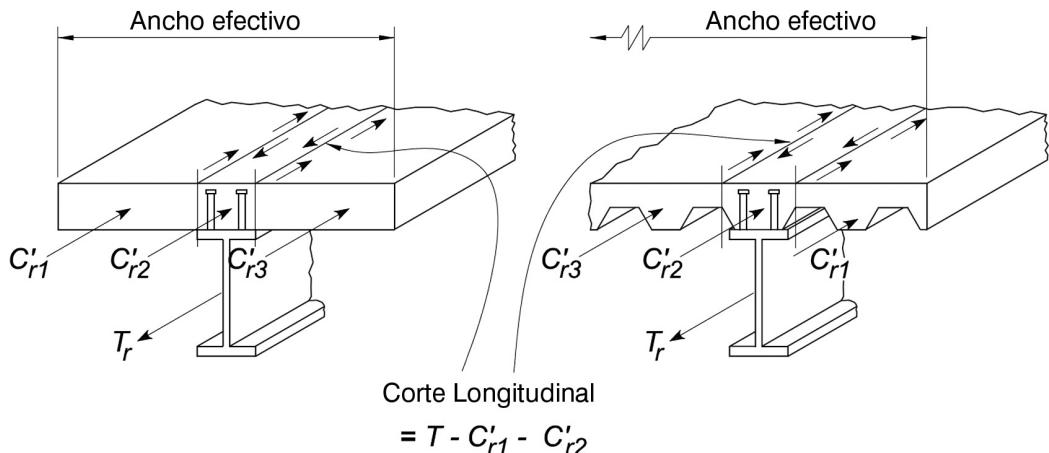
S_{tr} = módulo elástico de la sección fisurada transformada con colaboración total, referido al ala en tracción, cm^3 (mm^3)

Las Ecuaciones C-I3-4 y C-I3-5 no deben ser utilizadas para razones, $\Sigma Q_n/C$, menores que 0,25. Esta restricción es para prevenir deslizamientos excesivos, así como también evitar una perdida sustancial de rigidez de la viga. Los estudios indican que las Ecuaciones C-I3-4 y C-I3-5 reflejan adecuadamente la reducción de rigidez y resistencia de viga respectivamente, cuando se usa pocos conectores en comparación con los necesarios para desarrollar la acción de colaboración total (Grant y otros, 1977).

La práctica norteamericana no requiere generalmente que se consideren los puntos siguientes. Se desatacan en el siguiente párrafo para aquellos casos en los cuales el diseñador elija construir algo para lo cual estos puntos son aplicables.

1. Resistencia al corte horizontal en la losa. Para el caso de vigas esbeltas con placas colaborante con nervios estrechos o losas delgadas, la resistencia de corte de la losa puede controlar el diseño (por ejemplo, ver Figura C-I3.1). Aunque la configuración de las placas colaborantes fabricadas en los Estados Unidos tiende a prevenir este modo de falla, es importante que se revise si la fuerza en la losa es grande o la losa elegida es no convencional. La resistencia de corte de la losa puede ser calculada como la superposición de la resistencia de corte del concreto más la contribución de cualquier refuerzo de la losa que cruce el plano de corte. Tal como se muestra en la figura, la resistencia requerida de corte, resulta dada por la diferencia de fuerzas entre las regiones interna y externa de la superficie de falla potencial. En aquellas zonas en las cuales, la experiencia ha demostrado que es probable que ocurra agrietamiento longitudinal perjudicial para el estado de servicio, la losa debería ser reforzada en la dirección transversal a la sección de acero de refuerzo. Se recomienda que el área de ese refuerzo sea al menos 0,002 veces el área de concreto en la dirección longitudinal de la viga y que se disponga uniformemente distribuida.

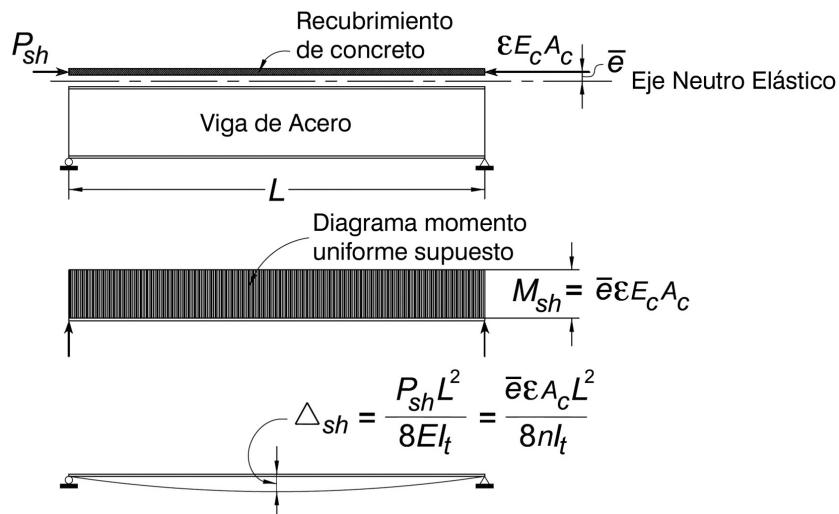
FIGURA C-I3.1.
Corte longitudinal en la losa [según Chien y Ritchie (1984)].



2. Capacidad rotacional en zonas de rótula plástica. No existe requisito de capacidad rotacional para las zonas de rótula plástica. En aquellos lugares donde se permite la redistribución plástica, los momentos en la sección pueden ser hasta 30% menores que los entregados por el correspondiente análisis elástico. Sin embargo, esta reducción es declarada sólo por la habilidad del sistema para deformar a través de rotaciones muy grandes. Para alcanzar este nivel de rotaciones, se deben cumplir requisitos muy estrictos para prevenir pandeo local y pandeo lateral torsional (Dekker y otros, 1995). Para los casos donde se utiliza un 10% de redistribución, tal como se permite en la Sección B3.7, la capacidad de rotación requerida está dentro de los límites entregados por las disposiciones para pandeo local y lateral-torsional en el Capítulo F. En consecuencia, no es necesario realizar una revisión de la capacidad rotacional para diseños que cumplan esta disposición.
3. Cantidad mínima de conexión de corte. No existe un requisito mínimo para la cantidad de conexión de corte. Las Guías de Diseño en los Estados Unidos limitan usualmente la acción de colaboración parcial a un mínimo de 25% por razones prácticas, pero surgen dos problemas con el uso de bajos niveles de colaboración parcial. Primero, para colaboración parcial de menos del 50% se requiere de grandes rotaciones para alcanzar la resistencia de flexión disponible del miembro, y esto puede resultar en una muy limitada ductilidad después que se alcanza la resistencia nominal. Segundo, una baja acción colaborante resulta en el abandono temprano del comportamiento elástico tanto de la viga como de los conectores de corte. Las disposiciones actuales, que están basadas en conceptos de resistencia última han eliminado las comprobaciones para asegurar el comportamiento elástico bajo combinaciones de carga de servicio, y esto puede ser un problema cuando se utilizan bajos niveles de colaboración parcial.
4. Deformaciones de largo plazo debido a la retracción y la fluencia lenta. No hay una metodología de cómo calcular las deformaciones de largo plazo de vigas compuestas debido a la fluencia lenta y a la retracción. La deformación de largo plazo

debido a retracción puede ser calculada con el modelo simplificado mostrado en la Figura C-I3.2, en donde el efecto de retracción se toma como un conjunto equivalente de momentos de borde dados por la fuerza de retracción (deformación de retracción restringida a largo plazo multiplicada por el módulo elástico del concreto y por el área efectiva de concreto) multiplicada por la excentricidad entre el centro de la losa y el eje elástico neutral. Si el coeficiente de retracción restringida para los agregados no es conocida, la deformación de retracción para estos cálculos puede ser tomada como 0,02%. Las deformaciones de largo plazo debidas a la fluencia lenta, que pueden ser cuantificadas usando un modelo similar al mostrado en la figura, son pequeñas a no ser que las luces sean largas y las sobrecargas permanentes elevadas. Se debe prestar especial atención a los agregados livianos para los efectos de retracción y fluencia lenta, que tienden a tener coeficientes de fluencia lenta y absorción de humedad más grandes y menor módulo de elasticidad comparados con agregados convencionales, empeorando cualquier problema potencial de deformación. Es necesario recurrir al criterio y experiencia del ingeniero para calcular la deformación de largo plazo, pues el proceso requiere la consideración de muchas variables y no es estrictamente correcto realizar una superposición lineal de estos efectos (ACI, 1997; Viese y otros, 1997).

FIGURA C-I3.2.
Cálculo de los efectos de retracción [según Chien y Ritchie (1984)].



2a. Resistencia de Flexión Positiva

La resistencia de flexión de la viga compuesta en la región de momentos positivos puede ser controlada por la resistencia de la sección de acero, la losa de concreto o los conectores de corte. Además, el pandeo del alma puede limitar la resistencia de flexión si el alma es esbelta y una gran parte del alma está en compresión.

Distribución de Tensiones Plásticas para Momento Positivo. Cuando la resistencia en flexión es determinada de la distribución de tensiones plásticas mostradas en la Figura C-I3.3, la fuerza de compresión, C, en la losa de concreto es la menor de:

$$C = A_{sw}F_y + 2A_{sf}F_y \quad (\text{C-I3-6})$$

$$C = 0.85f'_c A_c \quad (\text{C-I3-7})$$

$$C = \Sigma Q_n \quad (\text{C-I3-8})$$

donde

f'_c = resistencia de compresión especificada del concreto, kgf/cm² (MPa)

A_c = área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo, cm² (mm²)

A_s = área de la sección transversal de acero, cm² (mm²)

A_{sw} = área del alma de acero, cm² (mm²)

A_{sf} = área de la ala de acero, cm² (mm²)

F_y = tensión de fluencia mínima especificada, kgf/cm² (MPa)

ΣQ_n = suma de las resistencias nominales de los pernos de anclaje entre el punto de momento máximo positivo y el punto de cero momento a ambos lados, kgf (N)

El refuerzo longitudinal de la losa realiza un contribución despreciable a la fuerza de compresión, excepto en el caso cuando la Ecuación C-I3-7 es la que controla. En este caso, el área de refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo de la losa de concreto por la tensión de fluencia del refuerzo debe ser incorporada en la determinación de C.

La profundidad del bloque de compresión es

$$a = \frac{C}{0.85f'_c b} \quad (\text{C-J3-9})$$

donde

b = ancho efectivo de la losa de concreto, cm (mm)

Una viga compuesta con colaboración total corresponde al caso de C controlado por la resistencia de fluencia de la viga de acero o por la resistencia de compresión de la losa de concreto, según las ecuaciones C-I3-6 o C-I3-7. El número y la resistencia de los pernos de anclaje de acero controlan C para una viga compuesta de colaboración parcial de acuerdo con la ecuación C-I3-8.

La distribución de tensiones plásticas puede tener el eje plástico neutro, PNA, en el alma, en el ala superior de la sección de acero, o en la losa, dependiendo del valor de C.

El momento plástico nominal resistente de una sección compuesta en flexión positiva es dado por la siguiente ecuación y por la Figura C-I3.3:

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) \quad (\text{C-I3-10})$$

donde

P_y = resistencia de tracción de la sección de acero, $P_y = F_y A_s$, kgf (N)

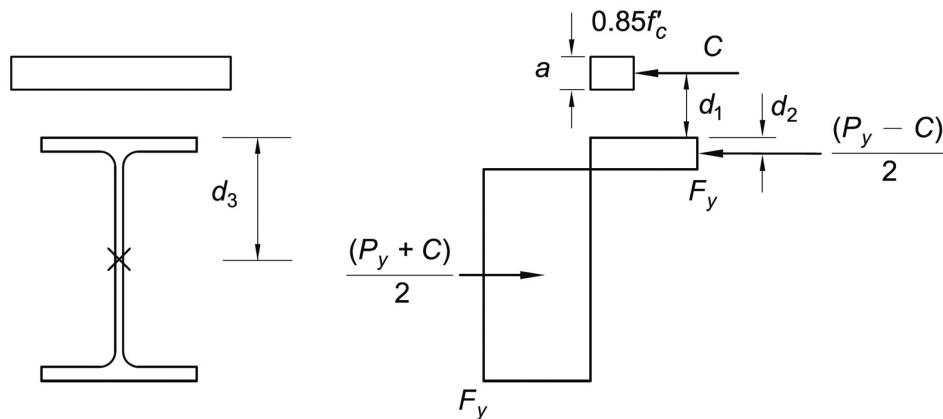
d_1 = distancia desde el centroide de la fuerza de compresión, C, en el concreto al borde superior de la sección de acero, cm (mm)

d_2 = distancia desde el centroide de la fuerza de compresión en la sección de acero al borde superior de la sección de acero, cm (mm). Para el caso de que no haya compresión en la sección de acero, $d_2 = 0$.

d_3 = distancia desde P_y al borde superior de la sección de acero, cm (mm)

La Ecuación C-I3-10 es aplicable para las secciones de acero simétricas sobre uno o dos ejes.

FIGURA CI3.3.
Distribución de tensiones plásticas para momento positivo en vigas compuestas.



De acuerdo con la Tabla B4.1b, el pandeo local del alma no reduce la resistencia plástica de la viga de acero desnuda si la razón de esbeltez del alma no es mayor que $3,76\sqrt{E/F_y}$. A falta de investigación sobre el pandeo del alma en vigas compuestas, se aplica conservadoramente la misma razón para las vigas compuestas.

Para vigas con almas esbeltas, esta Especificación adopta conservadoramente la primera fluencia como resistencia de flexión límite. En tal caso, las tensiones en la sección de acero debidas a cargas permanentes aplicadas sobre las vigas no apuntaladas antes que el concreto haya fraguado pueden ser superpuestas a las tensiones en la sección compuesta debidas a las cargas aplicadas a la viga después del endurecimiento del concreto.

Para vigas apuntaladas, se puede suponer que toda la carga es resistida por la sección compuesta.

Cuando la resistencia de límite flexión queda controlada por la primera fluencia, se utiliza la sección elástica transformada para calcular las tensiones en la sección compuesta. La razón modular, $n = E/E_c$, utilizado para determinar la sección transformada, depende del peso específico y la resistencia del concreto.

2b. Resistencia de Flexión Negativa

Distribución de Tensiones Plásticas para Momento Negativo. Cuando una sección de acero compacta debidamente arriostrada con un refuerzo longitudinal debidamente desarrollado actúan de forma compuesta en la región de momento negativo, la resistencia de flexión nominal se determina a través de distribución de tensiones plásticas según se muestra en la Figura C-I3.4. Las cargas aplicadas longitudinalmente a una viga compuesta continua con conectores de corte, después que la losa se ha fisurado en la región de momentos negativos, son resistidas en esa región por la sección de acero y por el debido refuerzo longitudinal de anclaje de la losa.

La fuerza detracción, T , en las barras de refuerzo es el menor de:

$$T = F_{yr} A_r \quad (\text{C-I3-11})$$

$$T = \sum Q_n \quad (\text{C-I3-12})$$

donde

A_r = área del refuerzo debidamente desarrollado en la losa paralelo a la viga de acero dentro del ancho efectiva de la losa, cm^2 (mm^2)

F_{yr} = tensión de fluencia mínima especificada del refuerzo de la losa, kgf/cm^2 (MPa)

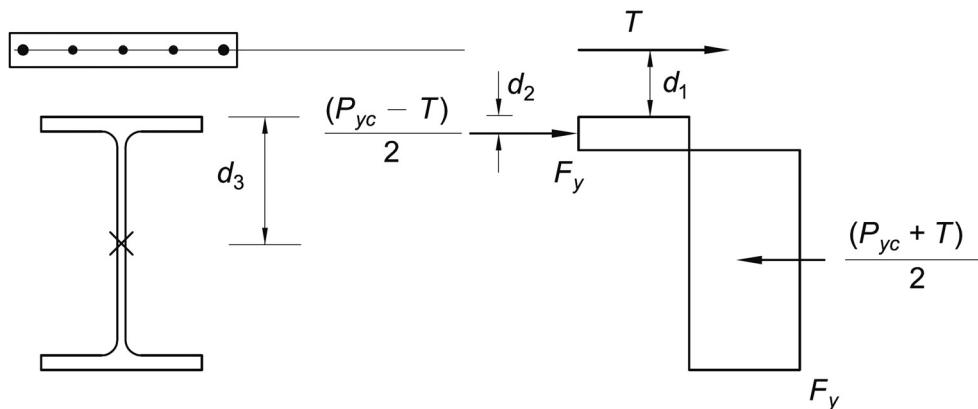
$\sum Q_n$ = suma de las resistencias nominales de los pernos de anclaje entre el punto de momento máximo negativo y el punto de cero momento a cualquiera de los dos lados, kgf (N)

Teóricamente, un tercer límite sobre T es el producto del área y la tensión de fluencia de la sección de acero. Sin embargo, este límite es redundante en vista de las limitaciones prácticas para el refuerzo de la losa.

El momento plástico resistente nominal de una sección compuesta en flexión negativa está dado por la siguiente ecuación:

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2) \quad (\text{C-I3-13})$$

FIGURA CI3.4.
Distribución de tensiones plásticas para momento negativo.



donde

P_{yc} = resistencia a la compresión de la sección de acero, $P_{yc} = A_s F_y$, kgf (N)

d_1 = distancia desde el centroide del refuerzo longitudinal de la losa al borde superior de la sección de acero, cm (mm)

d_2 = distancia desde el centroide de la fuerza de tracción en la sección de acero al borde superior de la sección de acero, cm (mm).

d_3 = distancia desde P_{yc} al borde superior de la sección de acero, cm (mm)

2c. Vigas Compuestas con Placa de Acero Colaborante

La Figura C-I3.5 es una representación gráfica de la terminología utilizada en la Sección I3.2c.

Las reglas de diseño para construcción compuesta con placa colaborante de acero están basadas en estudios que se encontraban disponibles (Grant y otros, 1977). Los parámetros límites enumerados en la Sección I3.2c fueron establecidos de manera de mantener la recomendación acotada a los resultados disponibles de trabajos sobre construcción compuesta con placa colaborante de acero.

La Especificación requiere que los pernos de anclaje se proyecten un mínimo de 38 mm sobre los conectores de la placa colaborante. Esto intenta ser una proyección mínima y las longitudes de los pernos antes de la instalación deben de considerar cualquier acortamiento del perno que pueda ocurrir durante el proceso de soldado. La cubierta mínima especificada sobre el perno de anclaje de acero de 13 mm ($\frac{1}{2}$ in.) después de la instalación intenta prevenir que el anclaje quede expuesto después que se termine la construcción. En cumplir estos requisitos el diseñador debe considerar cuidadosamente las tolerancias de la contraflecha de la viga de acero, el vaciado del concreto y las tolerancias de terminación y la confiabilidad con que las deflexiones en la viga de acero puedan ser calculadas. Con tal de minimizar la posibilidad de anclajes expuestos en la construcción final, el diseñador debe considerar el incremento del tamaño de la viga de acero pura

para reducir o eliminar los requisitos de contraflecha (esto además mejora el desempeño para la vibración del suelo), verificar las tolerancias de contraflecha de la viga en el taller de montaje y monitorear la operación del vertido del concreto en la obra. Donde sea posible, el diseñador debe también considerar el proveer de requisitos de cubierta del anclaje sobre los 13 mm ($\frac{1}{2}$ in.) mínimos mediante el incremento del espesor de la losa mientras se mantiene la proyección del anclaje sobre la parte superior de la placa colaborante según es requerido por la Especificación.

El espaciamiento máximo de 450 mm, especificado para conectar la placa colaborante de acero al soporte, cumple la función de limitar el levantamiento a un mínimo durante la fase de construcción previa al vertido del concreto.

2d. Transferencia de Carga entre la Viga de Acero y la Losa de Concreto

(1) Carga Transferida para Momento Positivo

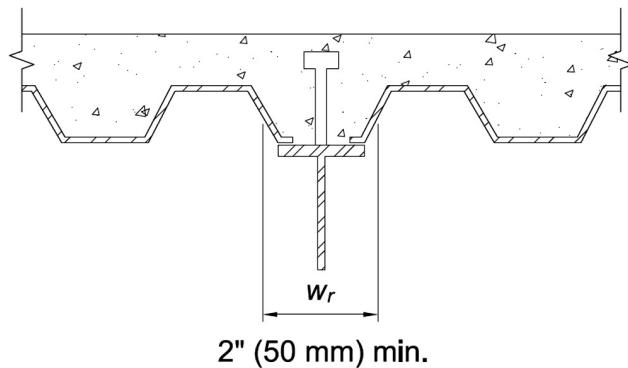
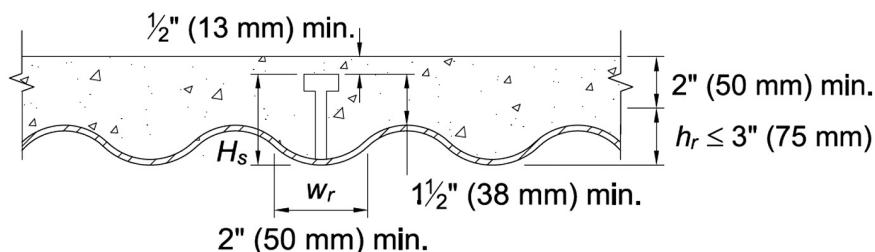
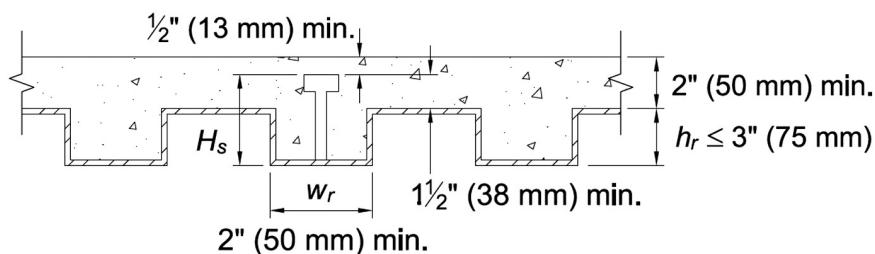
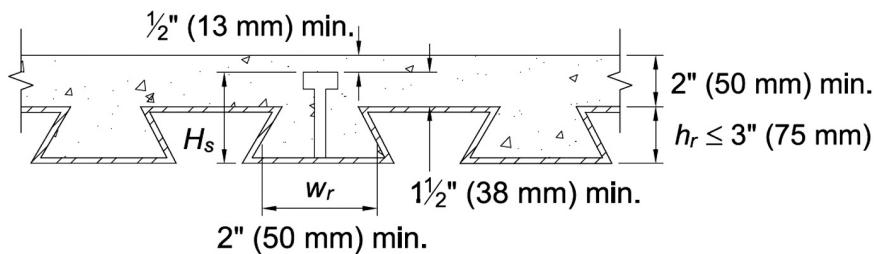
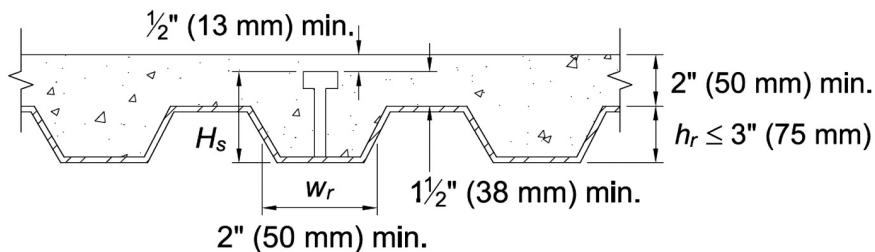
Cuando se usan conectores de corte en vigas con placa colaborante de acero, estos pueden ser soldados directamente a través de la placa o a través de agujeros pre-punzados o cortados en obra en la placa. El procedimiento usual es soldar los conectores de corte directamente a través de la placa colaborante; sin embargo, cuando el espesor de la placa es mayor que 1,5 mm para un espesor simple, o mayor que 1,2 mm para cada una de las láminas conectadas cuando se trata de un espesor doble, o cuando el espesor total de la cubierta galvanizada posee un peso específico mayor que 0,38 kgf/m², se deben tomar precauciones especiales de acuerdo con los procedimientos recomendados por los fabricantes de conectores de corte.

Ensayos realizados en vigas compuestas en las cuales el espaciamiento longitudinal de los conectores de corte fue variado de acuerdo con la intensidad del corte estático, y vigas duplicadas en las cuales los conectores de corte han sido espaciados uniformemente, exhiben aproximadamente la misma resistencia última y la misma deformación bajo cargas nominales. Cuando son sometidas a cargas distribuidas, basta una pequeña deformación en el concreto cerca de los conectores más tensionados para redistribuir el corte horizontal a los otros conectores de corte menos tensionados. Es importante tener en cuenta que el número total de conectores sea suficiente para desarrollar el corte en cada lado del punto de máximo momento. Las disposiciones de esta Especificación están basadas en el concepto de acción colaborante.

(2) Transferencia de Carga para Momento Negativo

Cuando se calcula la resistencia disponible de flexión en los puntos de máxima flexión negativa, se puede considerar el refuerzo paralelo a la viga de acero que queda incluido dentro del ancho efectivo de la losa, en la medida que el refuerzo sea debidamente anclado más allá de la región de momento negativo. Sin embargo, es necesario disponer conectores de corte para transferir la fuerza de tracción última en el refuerzo desde la losa hacia la viga de acero.

FIGURA C-I3.5.
Límites en placas colaborantes de acero.



Cuando la placa colaborante de acero incluye unidades para soportar el tendido eléctrico, se instalan comúnmente enlaces sobre la placa celular perpendicularmente a los nervios. Esto crea trincheras que reemplazan completa o parcialmente secciones de la losa de concreto por sobre la placa. Estas trincheras, que corren paralelas a o transversalmente a la viga compuesta, pueden reducir la efectividad del ala de concreto. Al no existir disposiciones especiales para reemplazar el concreto desplazado por la trinchera, esta debería ser considerada como una discontinuidad estructural en el ala de concreto.

Cuando las trincheras son paralelas a la viga compuesta, el ancho efectivo del ala debe ser determinado por la distancia a posición de la trinchera.

Las trincheras orientadas transversalmente a las vigas compuestas debería, en lo posible, ser localizadas en las áreas de bajo momento flector y el número total de conectores de corte requeridos deben ser ubicados entre la trinchera y el punto de máximo momento positivo. En aquellos lugares donde la trinchera no puede ser localizada en el área de bajo momento, la viga debe ser diseñada como no compuesta.

3. Miembros Compuestos Embebidos

Ensayos de vigas embebidas en concreto han demostrado que: (1) la funda reduce drásticamente la posibilidad de inestabilidad lateral-torsional y evita el pandeo local del acero embebido; (2) las restricciones impuestas en la funda previenen prácticamente la falla de la adherencia previo a la ocurrencia de la primera fluencia de la sección de acero; y (3) la falla de la adherencia no limita necesariamente la resistencia de flexión de la viga de acero embebida (ASCE, 1979). De acuerdo con esto, la Especificación permite tres métodos alternativos para la determinación de la resistencia nominal de flexión: (a) basado en la primera fluencia del ala en tracción de la sección compuesta; (b) basado en la resistencia de flexión plástica de la sección de acero solamente; y (c) basado en la resistencia de la sección compuesta obtenida a partir del método de la distribución de tensiones plásticas o del método de compatibilidad de deformaciones. Una evaluación de los datos indica que los mismos factores de resistencia y de seguridad pueden ser usados para los tres enfoques (Leon y otros, 2007). Para vigas compuestas embebidas en concreto, el método (c) es aplicable solamente cuando se dispone conectores de corte a lo largo de la sección de acero y se cumple con los requisitos de detallamiento especificados para el refuerzo de la funda de concreto. Para vigas compuestas embebidas en concreto, no existen limitaciones en la esbeltez tanto para la viga compuesta ni para los elementos de la sección de acero, pues la funda inhibe efectivamente tanto el pandeo local como lateral.

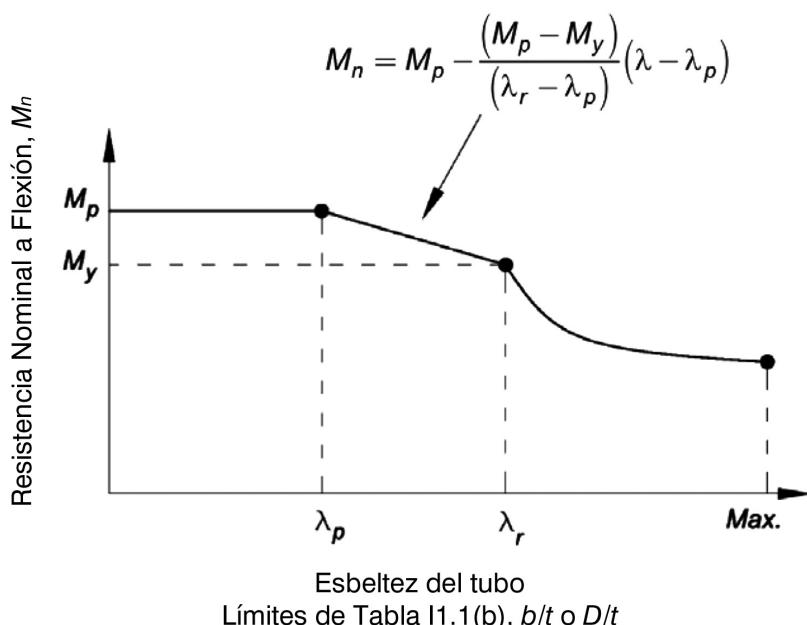
En el método (a), las tensiones en la sección de acero debido a cargas permanentes aplicadas sobre vigas no apuntaladas antes que el concreto endurezca, deben ser superpuestas a las tensiones de la sección compuesta debido a cargas aplicadas a la viga después que el concreto se endurezca. En esta superposición toda la carga permanente debe ser multiplicada por el factor de carga permanente y todas las sobrecargas deben ser multiplicadas por el factor de sobrecargas. Para vigas apuntaladas, se supone que toda la carga es resistida por la sección compuesta. Se supone una interacción completa (sin deslizamiento) entre el concreto y la sección de acero.

Las investigaciones disponibles son insuficientes como para garantizar el cubrir las secciones parcialmente compuestas embebidas o rellenas sujetas a flexión.

4. Miembros Compuestos Rellenos

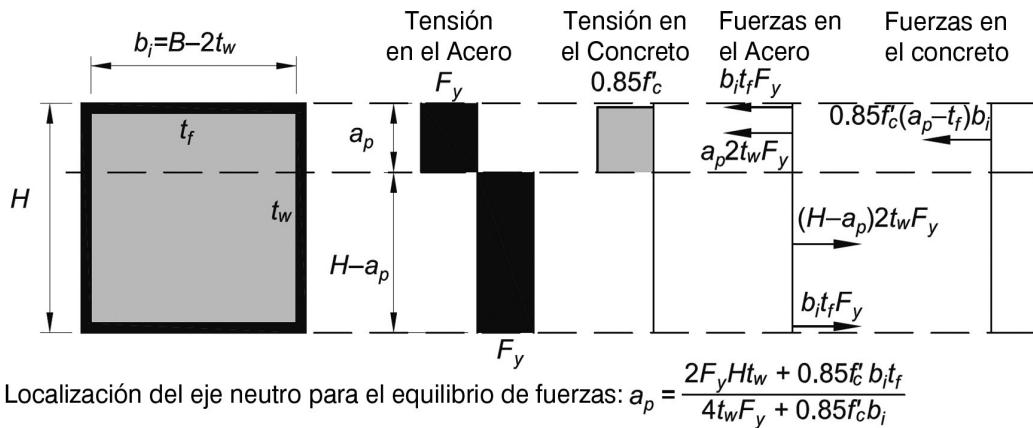
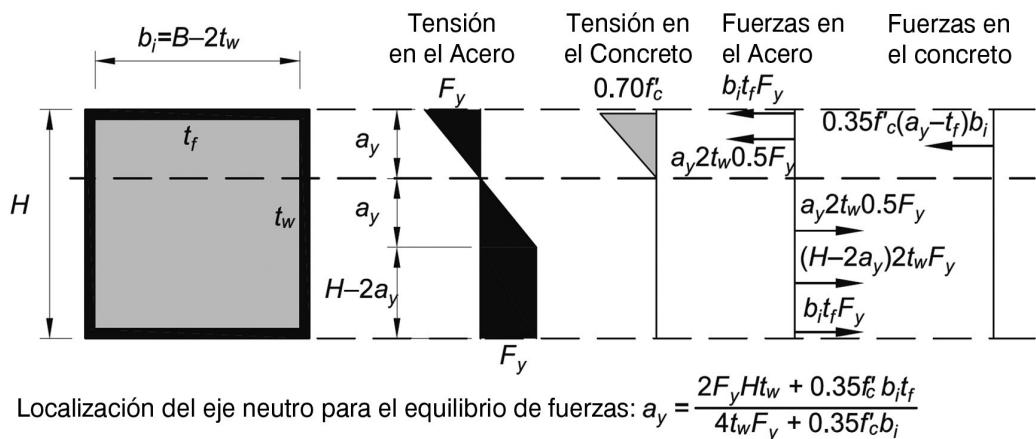
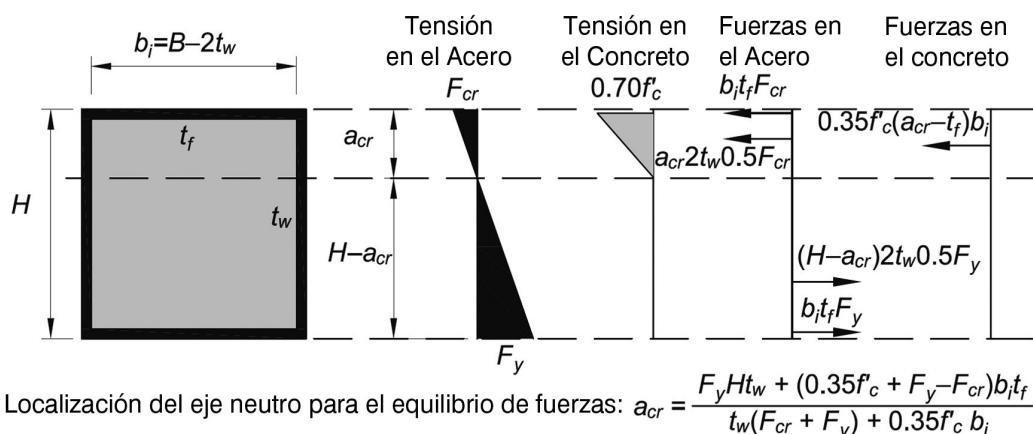
Ensayos de vigas compuestas rellenas de concreto indican que: (1)el tubo de acero reduce drásticamente la posibilidad de inestabilidad lateral-torsional; (2) el relleno de concreto cambia el modo de pandeo del acero del HSS; y (3) la falla de la adherencia no limita necesariamente la resistencia de flexión de la viga compuesta rellena (Leon y otros, 2007).

FIGURA C-I3.6.
Resistencia nominal a flexión de vigas rellenas vs. esbeltez para HSS.



La figura C-I3.6 muestra la variación de la resistencia nominal a flexión, M_n , de la sección rellena con respecto de la esbeltez para HSS. Como se muestra, las secciones compactas pueden desarrollar su resistencia plástica total, M_p , en flexión. La resistencia nominal a flexión, M_n , de secciones no compactas puede ser determinada empleando una interpolación lineal entre la resistencia plástica, M_p , y la resistencia de fluencia, M_y , con respecto de la esbeltez para HSS. Las secciones esbeltas son limitadas a desarrollar el primer momento de fluencia, M_{cr} , de la sección compuesta donde el ala en tracción alcanza la primera fluencia, mientras el ala en compresiones limitada a la tensión de pandeo critica, F_{cr} , y el concreto es limitado a un comportamiento elástico lineal con una tensión máxima en compresión igual a $0,70f_c'$ (Varma y Zhang, 2009). La resistencia nominal a flexión calculada empleando la Especificación compara de forma conservadora con resultados experimentales (Varma y Zhang, 2009). La figura C-I3.7 muestra los bloques de tensiones típicos para determinar las resistencias nominales a flexión de secciones de cajón rectangulares rellenas compactas, no compactas y esbeltas.

FIGURA C-I3.7.
Bloque de tensiones para calcular la resistencia nominal a flexión de secciones de cajón rectangulares llenas.

(a) Sección compacta-bloque de tensiones para calcular M_P (b) Sección no compacta-bloque de tensiones para calcular M_y (c) Sección esbelta-bloque de tensiones para calcular M_{cr}

I4. CORTE

Las disposiciones sobre corte para miembros compuestos rellenos y embebidos han sido revisadas a partir de la Especificación 2005, resultando en que todas las disposiciones de corte se hallan reunidas en la Sección I4.

1. Miembros Compuestos Rellenos y Embebidos

Ahora se ofrecen tres métodos para determinar la resistencia la corte de miembros compuestos rellenos y embebidos:

- (1) La intención es el permitir al diseñador el ignorar la contribución del concreto completamente y simplemente emplear las disposiciones del Capítulo G con sus factores de resistencia y de seguridad asociados.
- (2) Cuando se use la resistencia combinada, un factor de resistencia de 0,75 o el correspondiente factor de seguridad de 1,5 ha de ser aplicado para ser consistente con ACI 318.
- (3) Cuando se use la resistencia de la sección de acero en combinación con la contribución de las barras de refuerzo transversales, la resistencia nominal de la sección de acero sola debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones del Capítulo G y luego combinarlas con la resistencia de corte nominal del refuerzo transversal determinado de acuerdo con ACI 318. Esta resistencia combinada nominal debe de ser multiplicada por el factor de resistencia en conjunto de 0,75 o dividir por el factor de seguridad de 1,5 para determinar la resistencia al corte disponible del miembro.

A pesar de que puede ser lógico el sugerir disposiciones donde las contribuciones de la sección de acero y del concreto reforzado sean sobreuestas, por el momento las investigaciones disponibles son insuficientes para justificar dicha combinación.

2. Vigas Compuestas con Placa Colaborante de Acero

Se ha adoptado un enfoque conservador para las disposiciones sobre corte para vigas compuestas con pernos de anclaje de acero o con canales de anclaje de acero asignando todo el corte a la sección de acero en acuerdo con el Capítulo G. Este método desprecia cualquier contribución del concreto y sirve para simplificar el diseño.

I5. COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN

Al igual que todos los análisis de marco de esta Especificación, las resistencias requeridas para viga-columnas compuestas deben ser obtenidas por medio de análisis de segundo orden o por análisis de primer orden amplificado, tal como se especifica en el Capítulo C y en el Apéndice 7. Las Secciones I2.1 y I2.2 sugieren una apropiada rigidez reducida, EI^* , para miembros compuestos en compresión, la que ha de ser empleada con el método de análisis directo. Para la evaluación de la resistencia disponible, las disposiciones de la Especificación por interacción entre carga axial y flexión para miembros compuestos

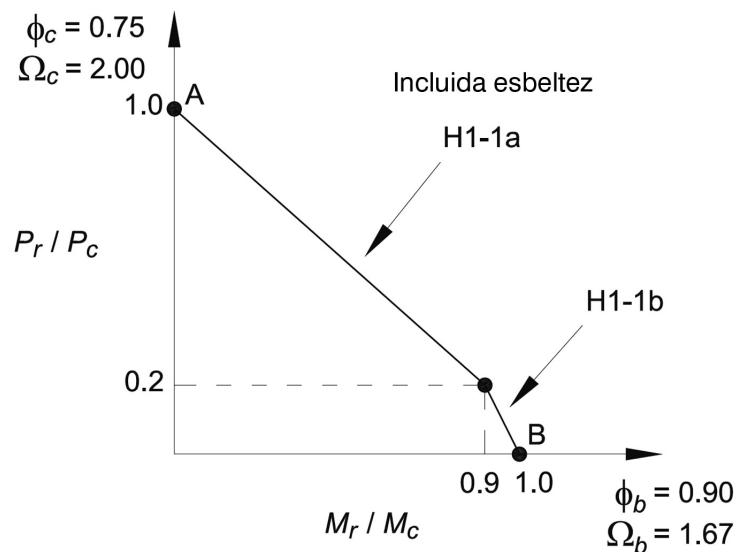
son las mismas que en miembros de acero descubiertos según se trata en Sección H1.1. Las disposiciones también permiten un análisis basado en las disposiciones de resistencia de la Sección I1.2 el que conduce a diagramas de interacción similares a los empleados en el diseño de concreto reforzado. Este último enfoque es discutido aquí.

Para miembros compuestos embebidos, la resistencia axial disponible, incluyendo los efectos de pandeo, y la resistencia de flexión disponible pueden ser calculadas utilizando tanto el método de distribución de tensiones plásticas como también el método de compatibilidad de deformaciones (Leon y otros, 2007; Leon y Hajjar, 2008). Para miembros compuestos llenos, la resistencia axial disponible y la resistencia de flexión disponible pueden ser calculadas utilizando las Secciones I2.2 y I3.4, respectivamente, lo que incluye los efectos por pandeo local para secciones no compactas y esbeltas (clasificadas de acuerdo con la Sección I1.4).

La sección que viene a continuación describe tres procedimientos distintos para diseñar vigas-columnas compuestas, los que son aplicables tanto en perfiles de acero embebidos en concreto como en secciones HSS compactas llenas de concreto. Los dos primeros procedimientos están basados en las variaciones del método de las tensiones plásticas distribuidas mientras que el tercero se refiere a la Guía de Diseño 6 la cual está basada en una versión anterior de la Especificación. El método de compatibilidad de deformaciones es similar al empleado en el diseño de miembros de concreto en compresión según se especifica en el Capítulo 10 de ACI 318. El diseño de secciones llenas de concreto no compactas y esbeltas es limitada al método 2 según se describe más adelante (Varma y Zhang, 2009).

Método 1 – Ecuaciones de Interacción de la Sección H1. El primer método aplica para vigas-columnas compuestas con simetría doble, que corresponde a la geometría más común encontrada en la construcción de edificios. Para este caso, las ecuaciones de interacción de la Sección H1 proveen una evaluación conservadora de la resistencia disponible del miembro para combinación de compresión axial y flexión. Estas disposiciones también pueden ser usadas para combinación de tracción axial y flexión. Lo conservador del diseño depende generalmente de cuanta es la contribución del concreto relativa a la contribución del acero en la resistencia global. A mayor contribución de la sección de acero, la predicción de las ecuaciones de interacción de la Sección H1 serán menos conservadoras. Entonces, por ejemplo, las ecuaciones resultan más conservadoras para miembros con resistencia de compresión del concreto elevada respecto de miembros con baja resistencia de compresión del concreto. Las ventajas de este método incluyen lo siguiente: (1) Las mismas ecuaciones de interacción usadas en vigas-columnas son aplicables; (2) solo se necesitan dos puntos de anclaje para definir las curvas de interacción —uno de flexión pura (punto B) y otro de carga axial pura (punta A). El punto A es determinado usando las Ecuaciones I2-2 o I2-3 según sea aplicable. El punto B es determinado como la resistencia de flexión de la sección de acuerdo con las disposiciones de la Sección I3. Note que la esbeltez debe ser también considerada usando las disposiciones de la Sección I2. Para muchas sección HSS llenas de concreto, la resistencia axial disponible aparece en las tablas del manual.

FIGURA C-15.1.
Diagrama de interacción para el diseño de vigas columnas compuestas – Método 1.

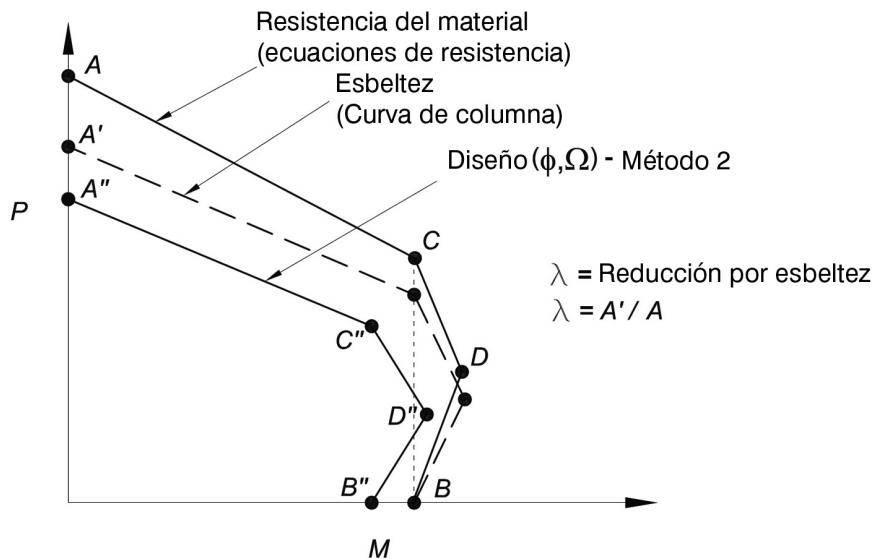


El diseño de secciones rellenas de concreto no compactas y esbeltas es limitado a este método de ecuaciones de interacción. Los otros dos métodos descritos abajo no pueden ser usados para su diseño, debido a la falta de investigaciones que validen estos enfoques para secciones transversales que no sean compactas. La predicción de la resistencia nominal usando las ecuaciones de la Sección H1 compara conservadoramente un amplio rango de datos experimentales para secciones rellenas circulares y rectangulares tanto no compactas como esbeltas (Varma y Zhang, 2009).

Método 2 – Curvas de Interacción a partir del Método de Distribución de las Tensiones Plásticas. El segundo método se aplica para viga-columnas compuestas de doble simetría y está basado en el desarrollo de superficies de interacción para la combinación de compresión axial y flexión en el nivel de resistencia nominal, utilizando el método de distribución de tensiones plásticas. Esto resulta en una superficie de interacción similar a aquellas mostradas en las Figuras C-I5.2. Los cuatro puntos identificados en la Figura C-I5.2 son definidos por la distribución de tensiones plásticas. Las ecuaciones de resistencia para secciones W embebidas en concreto y para secciones HSS rellenas de concreto usadas para definir desde el punto A al punto D son entregados en *AISC Design Examples* disponible en www.aisc.org (Geschwindner, 2010b). El punto A es la resistencia axial pura determinada de acuerdo con la Sección I2. El punto B se determina como la resistencia de flexión de la sección determinada de acuerdo con las disposiciones de la Sección I3. El punto C corresponde a la ubicación del eje neutro plástico que resulta en la misma capacidad de flexión del punto B pero incluyendo compresión axial. El punto D corresponde a una resistencia axial en compresión igual a la mitad de la determinada por el punto C. Adicionalmente un punto E (ver Figura C-I1.1) es incluido (entre los puntos A y C) para secciones W embebidas en flexión sobre su eje débil. El punto E es un punto arbitrario

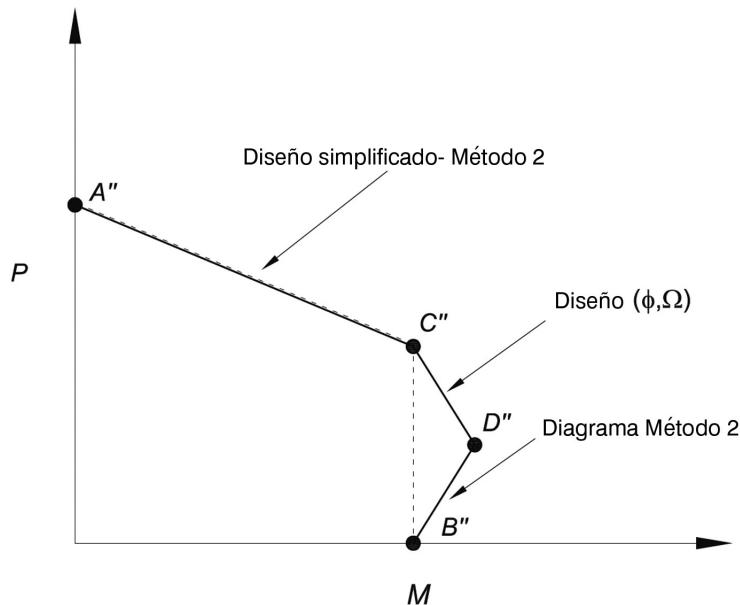
el que generalmente corresponde a la ubicación del eje plástico neutro en el extremo del ala de secciones W embebidas, necesario para reflejar de mejor forma la resistencia de flexión en torno al eje y de perfiles embebidos.

FIGURA C-15.2.
Diagrama de interacción para columnas compuestas-Método 2.



Se puede utilizar interpolación lineal entre los puntos fijos antes mencionados. Sin embargo, se debe tener cuidado en este método cuando se reduce el punto D por un factor de resistencia o se considera la esbeltez del miembro, ya que puede provocar una situación insegura donde se permite una resistencia de flexión mayor asociada a una resistencia de compresión axial menor que la prevista por la resistencia seccional del miembro. Este potencial problema puede ser evitado a través de la simplificación de este método donde el punto D es removido de la superficie de interacción. La Figura C-I5.3 muestra que la simplificación con la línea vertical segmentada que conecta el punto C'' al punto B''. Cuando la superficie de interacción de resistencia nominal de la sección es determinada, debe aplicarse los efectos de longitud de acuerdo con las Ecuaciones I2-2 y I2-3. Note que el mismo factor de reducción de la esbeltez ($\lambda = A'/A$ en la Figura C-I5.2 igual a P_n/P_{no} , donde P_n y P_{no} son calculados en la Sección I2) aplica para los punto A, C, D y E. La resistencia disponible es entonces determinada al aplicar a las resistencias de compresión y flexión los factores de resistencia o los factores de seguridad, según corresponda.

FIGURA C-I5.3.
Diagrama de Interacción para diseño de viga-columnas compuestas – Método 2 simplificado.



Usando una interpolación lineal entre los puntos A'', C'' y B'' en la Figura C-I5.3, las siguientes ecuaciones de interacción pueden ser derivadas para viga-columnas compuestas sujetas a compresión axial en combinación con flexión biaxial:

(a) Si $P_r < P_c$

$$\frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1 \quad (\text{C-I5-1a})$$

(b) Si $P_r \geq P_c$

$$\frac{P_r - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1 \quad (\text{C-I5-1b})$$

donde

P_r = resistencia de compresión axial requerida, T (kN)

P_A = resistencia de compresión axial disponible en el punto A'', T (kN)

P_c = resistencia de compresión axial disponible en el punto C'', T (kN)

M_r = resistencia de flexión requerida, T-m (N-mm)

M_C = resistencia de flexión disponible en el punto C'', T-m (N-mm)

x = subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte

y = subíndice que indica flexión en torno al eje débil

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

- $P_r = P_u$ = resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T (kN)
- P_A = resistencia de compresión axial de diseño en el Punto A" en la Figura C-I5.3, determinada de acuerdo con la Sección I2, T (kN)
- P_C = resistencia de compresión axial de diseño en el punto C", T (kN)
- M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T-m (N-mm)
- M_C = resistencia de flexión de diseño en el punto C", determinada de acuerdo con la Sección I3, T-m (N-mm)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

- $P_r = P_a$ = resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, T (kN)
- P_A = resistencia de compresión axial admisible en el Punto A" en la Figura C-I5.3, determinada de acuerdo con la Sección I2, T (kN)
- P_C = resistencia de compresión axial admisible en el punto C", T (kN)
- M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga ASD, T-m (N-mm)
- M_C = resistencia de flexión admisible en el punto C", determinada de acuerdo con la Sección I3, T-m (N-mm)

Para *flexión biaxial*, el valor de la resistencia a la compresión axial en el punto C puede ser variar cuando es calculado para el eje fuerte y el eje débil. El menor valor de los dos debe ser utilizado en la Ecuación C-I5-1b y para los límites de las Ecuaciones C-I5-1a y C-I5-1b.

Método 3 – Guía de Diseño 6. El enfoque presentado en la Guía de Diseño 6, Load and Resistance Factor Design of W Shpaes Encased in Concrete (Griffis, 1992) puede también ser usado para determinar la resistencia de vigas columnas de secciones W embebidas en concreto. A pesar de que este método es basado en una versión anterior de la Especificación, la carga axial y el momento resistente pueden conservadoramente ser determinado directamente de las tablas de esta guía de diseño. La diferencia en los factores de resistencia de una versión anterior de la Especificación puede ser ignorado con seguridad.

I6. TRANSFERENCIA DE CARGA

1. Requisitos Generales

Las fuerzas externas son típicamente aplicadas en los miembros compuestos a través de una conexión directa al miembro de acero, aplastamiento en el concreto, o a una combinación de ambos. El diseño de conexiones para la aplicación de fuerzas debe de seguir

los estados límites aplicables de los Capítulos J y K de la Especificación así como las disposiciones de la Sección I6. Note que para la verificación del aplastamiento del concreto en miembros compuestos llenos, el confinamiento puede afectar la resistencia al aplastamiento para la aplicación de fuerzas externas según se discute en el Comentario en la Sección I6.2.

Una vez que una trayectoria de carga ha sido definida para la introducción al miembro de las fuerzas externas, la interfaz entre el concreto y el acero debe ser diseñado para transferir el corte longitudinal requerido para obtener el equilibrio de fuerzas dentro de la sección compuesta. La Sección I6.2 contiene disposiciones para determinar la magnitud del corte longitudinal a ser transferido entre el acero y el concreto dependiendo de las condiciones de aplicación de las fuerzas externas. La Sección I6.3 contiene las disposiciones que tratan los mecanismos para la transferencia del corte longitudinal.

La disposiciones para transferencia de carga en la Especificación consideran principalmente la transferencia de corte longitudinal debido a la aplicación de cargas axiales. La transferencia de carga por corte longitudinal debido a los momentos de flexión aplicados va mas allá del alcance de la Especificación; sin embargo, ensayos (Lu y Kennedy, 1994; Prion y Boehme, 1994; Wheeler y Bridge, 2006) indican que los miembros compuestos llenos pueden desarrollar su completa capacidad de momento plástico basado solo en la adherencia sin el uso de anclajes adicionales.

2. Distribución de las Fuerzas

La Especificación se refiere a condiciones en las que la fuerza externa en su totalidad se aplica en el acero o en el concreto así como condiciones en las que las fuerzas externas se aplican a ambos componentes simultáneamente. Las disposiciones están basadas en el supuesto que con tal de alcanzar equilibrio en la sección transversal, la transferencia de corte longitudinal a lo largo de la interfaz entre el concreto y el acero debe ocurrir de forma tal que la fuerza resultante entre los dos materiales pueda ser proporcionada de acuerdo con un modelo de distribución de tensiones plásticas. La distribución de las cargas basadas en el modelo de distribución de tensiones plásticas es representado por las Ecuaciones I6-1 y I6-2. la Ecuación I6-1 representa la magnitud de la fuerza que está presente en el embebido de concreto o en el relleno de concreto en la condición de equilibrio. El corte longitudinal generado por las cargas aplicadas directamente a la sección de acero es determinado basado en la cantidad de fuerza a ser distribuida al concreto de acuerdo con la Ecuación I6-1. Contrariamente, cuando la carga es aplicada solo a la sección de concreto, el corte longitudinal requerido para el equilibrio de la sección transversal está basado en la cantidad de fuerza a ser distribuida al acero de acuerdo con la Ecuación I6-2. Donde las cargas son aplicadas simultáneamente a los dos materiales, la fuerza de corte longitudinal a ser transferida para alcanzar el equilibrio en la sección transversal es la diferencia entre las magnitudes de la porción de la fuerza externa aplicada directamente al concreto y la requerida por la Ecuación I6-1 o la porción de la fuerza externa aplicada directamente a la sección de acero y la requerida por la Ecuación I6-2.

Cuando las fuerzas externas son aplicadas al concreto de un miembro compuesto lleno por aplastamiento, es aceptable el asumir que un adecuado confinamiento es entregado por el encamisado de acero que permite que la máxima resistencia al aplastamiento

disponible permitido por la Ecuación J8-2 sea usada. Esta resistencia es obtenida estableciendo que $\sqrt{A_2/A_1} = 2$. Esta discusión es una referencia a la introducción de cargas externas a los miembros en compresión, la transferencia de corte longitudinal dentro de los miembros en compresión a través del mecanismo de aplastamiento tales como planchas internas de acero es tratado directamente en la Sección I6.3a.

3. Mecanismo de Trasferencia de Fuerzas

La transferencia de corte longitudinal a través del aplastamiento directo por un mecanismo de aplastamiento interno (como una plancha interna de aplastamiento) o a través de una conexión de corte por anclajes de acero es permitido tanto para miembros compuestos rellenos como en miembros rellenos embebidos. La transferencia de corte longitudinal por interacción directa por adherencia es permitido únicamente en miembros compuestos rellenos. Aunque se reconoce que la transferencia de fuerzas puede ocurrir por interacción directa por adherencia entre el acero y el concreto de columnas compuestas embebidas, este mecanismo es típicamente ignorado y la transferencia es generalmente llevada a cabo únicamente por anclajes de acero.

El uso de mecanismos de transferencia de fuerzas que entregue la mayor resistencia es permitido. La superposición de mecanismos de transferencia de fuerzas no es permitido dado que los datos experimentales indican que el aplastamiento directo o la conexión de corte a menudo no actúan hasta que ya se ha generado la interacción por adherencia directa, y pocos datos experimentales están disponibles que consideren la interacción de aplastamiento directo y conexión de corte a través de anclajes de acero.

3a. Aplastamiento Directo

Para la condición general de evaluar la carga aplicada directamente al concreto en aplastamiento, y considerando una área de concreto de soporte más ancha en todos los lados que la del área cargada, la resistencia nominal de aplastamiento para concreto puede ser considerada como

$$R_n = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \quad (\text{C-I6-1})$$

donde

A_1 = área de carga de concreto, cm^2 (mm^2)

A_2 = área máxima de la superficie de apoyo que es concéntrica al área de carga y geométricamente similar, cm^2 (mm^2)

f'_c = resistencia de compresión especificada del concreto, kgf/cm^2 (MPa)

El valor de $\sqrt{A_2/A_1}$ debe ser menor o igual a 2 (ACI, 2008).

Para la condición específica de transferir el corte longitudinal mediante aplastamiento directo a través del mecanismo de aplastamiento interno, la Especificación emplea la resistencia de aplastamiento nominal máxima permitida por la Ecuación C-I6-1 de según indica la Ecuación I6-3. El factor de resistencia para aplastamiento, ϕ_B , es 0,65 (y el factor de seguridad asociado Ω_B es 2,31) de acuerdo con ACI 318.

3b. Conectores de Corte

Los anclajes de acero para conectores de corte deben ser diseñados como componentes compuestos de acuerdo con la Sección I8.3.

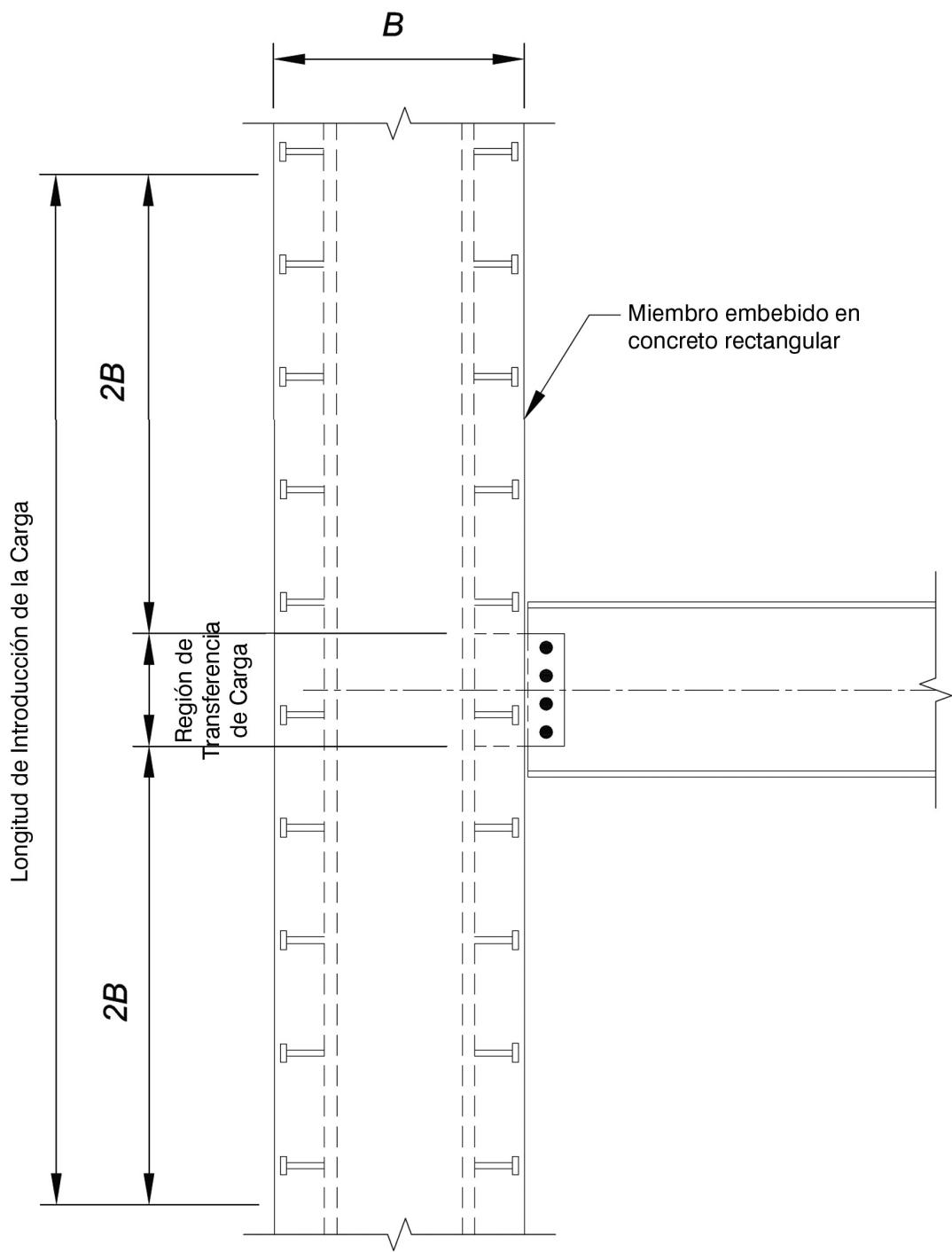
3c. Interacción por Adherencia Directa

La transferencia de carga por adherencia directa es usada comúnmente en columnas compuestas rellenas en la medida que se detallen las conexiones para limitar deformaciones locales (API, 1993; Roeder y otros, 1999). Sin embargo, existe gran dispersión en los datos experimentales respecto de la resistencia por adherencia y longitud de transferencia de carga asociada de columnas compuestas rellenas, particularmente cuando se comparan ensayos en donde el núcleo de concreto es empujado a través del tubo de acero (ensayo de expulsión del concreto) respecto de ensayos en los cuales es conectada una viga solo al tubo de acero y el corte es transferido a la columna compuesta rellena. Las excentricidades incorporadas en los ensayos de conexiones normalmente aumentan la resistencia por adherencia de las columnas compuestas rellenas.

Un límite inferior razonable para la resistencia por adherencia de columnas compuestas rellenas, que cumplen las disposiciones de la Sección I2 es $4,1 \text{ kgf/cm}^2$ ($0,4 \text{ MPa}$). Mientras que los ensayos de expulsión del concreto usualmente muestran resistencias de adherencia menores que este valor, la excentricidad introducida en la conexión habitualmente aumenta la resistencia de adherencia alcanzando el valor antes mencionado o incluso mayores. Los experimentos también indican en que una suposición razonable para la distancia longitudinal requerida de la columna compuesta rellena, para transferir la carga desde el perfil tubular de acero al núcleo de concreto es aproximadamente igual a dos veces el ancho de un tubo rectangular o el diámetro, en el caso de un tubo circular, a cualquier lado del punto de transferencia de carga.

Las ecuaciones para la interacción por adherencia directa en miembros compuestos en compresión rellenos consideran que la cara de un miembro compuesto relleno rectangular en compresión, o un cuarto del perímetro de una miembro compuesto relleno circular en compresión, está comprometido en la transferencia de la tensión por acción de adherencia directa para los elementos de conexión que se enmarcan en el miembro en compresión para cada lado. Si los elementos del marco se conectan de múltiples costados, la resistencia de interacción por adherencia directa puede ser incrementada en conformidad. La dispersión de los datos lleva al bajo valor del factor de resistencia recomendado, ϕ , y el correspondiente elevado valor del factor de seguridad, Ω .

FIGURA C-I6.1.
Región de transferencia de carga/longitud de introducción de la carga.



4. Requisitos de Detallamiento

Para evitar el recargo tensional del perfil de acero o el concreto en las conexiones de miembros compuestas embebidos o rellenos, se requiere que la transferencia de corte longitudinal ocurra dentro de la longitud de introducción de la carga. La longitud de introducción de la carga es tomada como dos veces la mínima dimensión transversal del miembro compuesto tanto arriba como debajo de la región de transferencia de carga. La región de transferencia de carga es tomada generalmente como la profundidad de los elementos conectados tal como se indica en la Figura C-I6.1. En casos donde las fuerzas aplicadas son de una magnitud tal que la transferencia de corte longitudinal requerida no puede tomar lugar dentro de la longitud de introducción de la carga prescrita, el diseñador deberá tratar el miembro en compresión como no compuesto a lo largo de la longitud adicional requerida para la transferencia de corte.

En miembros compuestos embebidos, los anclajes de acero son requeridos a través de la longitud del miembro en compresión con tal de mantener la acción compuesta del miembro bajo momentos fortuitos (incluyendo flexión inducida por el pandeo incipiente). Estos anclajes son típicamente ubicados con el espaciamiento máximo permitido de acuerdo con la Sección I8.3. Anclajes adicionales requeridos para la transferencia de corte longitudinal deben de estar ubicados dentro de la longitud de introducción de la carga según se describió anteriormente.

A diferencia de los miembros embebidos en concreto, los anclajes de acero en miembros rellenos son requeridos solo para transferir corte longitudinal y no son requeridos a lo largo de la longitud del miembro fuera de la región introductoria. Esta discrepancia es debido al adecuado confinamiento proporcionado por el encamisado de acero el cual previene la perdida de la acción compuesta bajo momentos fortuitos.

I7. DIAFRAGMAS COMPUESTOS Y VIGAS COLECTORAS

En construcción compuesta, losas de techo o de piso formados por una placa colaborante de acero y un relleno de concreto son normalmente conectados al sistema estructural para formar diafragmas compuestos. Los diafragmas son miembros que se extienden horizontalmente, análogos a vigas altas, las cuales distribuyen cargas sísmicas y/o de viento de su origen a el sistema resistente a cargas laterales ya sea directamente o en combinación con los elementos de transferencia de carga conocidos como colectores o viga colectora (también se conocen como puntales de diafragma y puntales de arrastre).

Los diafragmas cumplen la importante función estructural de interconectar los componentes de una estructura para comportarse como una unidad. Los diafragmas son comúnmente analizados como elementos simplemente apoyados o como vigas altas continuas entre luces, y por lo tanto sujetas a corte, momento y fuerza axial así como a sus deformaciones asociadas. Mayor información en la clasificación de diafragmas y su comportamiento puede ser encontrado en AISC (2006a) y SDI (2001).

Resistencia de Diafragmas Compuestos

Los diafragmas deben ser diseñados para resistir todas las fuerzas asociadas con la recolección y distribución de las fuerzas sísmicas y/o de viento al sistema resistente a cargas laterales. En algunos casos las cargas de otros pisos pueden también ser incluidas, tal

como en un nivel donde existe una discontinuidad horizontal en el sistema resistente a cargas laterales. Diversos métodos existen para determinar la resistencia de corte de diafragmas compuestos. Los tres métodos son los siguientes:

- (1) Como determinada mediante la resistencia combinada de la placa colaborante y el relleno de concreto incluyendo las consideraciones sobre la configuración de la placa colaborante así como del tipo y ubicación de los acoplados a la placa colaborante. Una publicación considerada como guía de diseño es SDI Diaphragm Design Manual (SDI, 2007). Esta publicación cubre numerosos aspectos del diseño de diafragmas incluyendo los cálculos de la resistencia y de la rigidez. Procedimientos para calculo son también provistos para métodos alternativos para conexiones entre placas colaborantes y el resto de la estructura tales como soldaduras de tapon (“puddle welds”) y conectores mecánicos en casos donde no se usan anclajes. Donde se empleen pernos de anclaje, la resistencia de corte del perno debe ser determinada de acuerdo con la Sección I8.
- (2) Al incrementarse el espesor de la cubierta de concreto sobre la placa colaborante, la resistencia de corte puede aproximarse a la de una losa de concreto del mismo espesor. Por ejemplo, diafragmas de piso compuestos con losa colaborante con una profundidad de la cubierta entre 50 mm y 150 mm, han reportado mediciones de tensiones de corte del orden de $0,11\sqrt{f'_c}$ (donde f'_c es en unidades ksi). En tales casos, la resistencia del diafragma de losa de concreto con placa colaborante puede ser conservadoramente ser basada en los principios del diseño de concreto reforzado (ACI, 2008) usando el concreto y el refuerzo sobre los nervios de la placa colaborante e ignorando los efectos benéficos del concreto en los resaltos.
- (3) Resultados de ensayos en el plano de diafragmas llenos de concreto.

Vigas Colectoras y Otros Elementos Compuestos

Las fuerzas en los diafragmas horizontales son transferidas al marco de acero resistente a cargas laterales como fuerza axial en las vigas colectoras (también conocidas como puentes de diafragma o puentes de arrastre). El diseño de las vigas colectoras no ha sido tratado directamente en este Capítulo. El diseño riguroso de vigas-columnas compuestas (viga colectora) es complejo y pocas guías detalladas existen para dichos miembros. Un enfoque razonable de diseño simplificado es entregado a continuación, hasta que investigaciones adicionales estén disponibles:

Aplicación de Fuerzas: Las vigas colectoras pueden ser diseñadas para los efectos combinados de carga axial debido a las fuerzas del diafragma así como por flexión debido a gravedad y/o cargas laterales. El efecto de discontinuidades verticales (excentricidad) entre el plano del diafragma y la línea central del elemento colector debe ser investigado para el diseño.

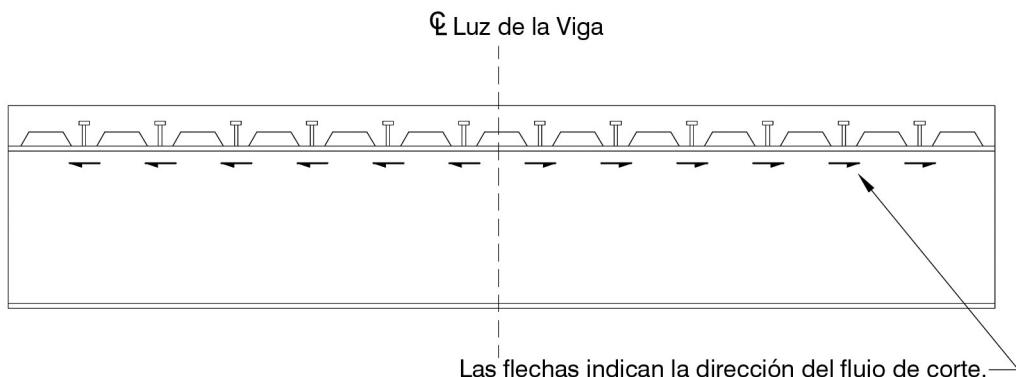
Resistencia Axial: La resistencia axial disponible en vigas colectoras puede ser determinada de acuerdo con las disposiciones del Capítulo D y del Capítulo E para miembros no compuestos. Para cargas de compresión, las vigas colectoras son generalmente consideradas no arriostradas para el pandeo entre los puntos arriostrados sobre el eje principal, y completamente arriostradas por el diafragma compuesto para el pandeo sobre el eje menor.

Resistencia en Flexión: La resistencia en flexión disponible de vigas colectoras puede ser determinada empleando ya sea las disposiciones del Capítulo I sobre miembros compues-

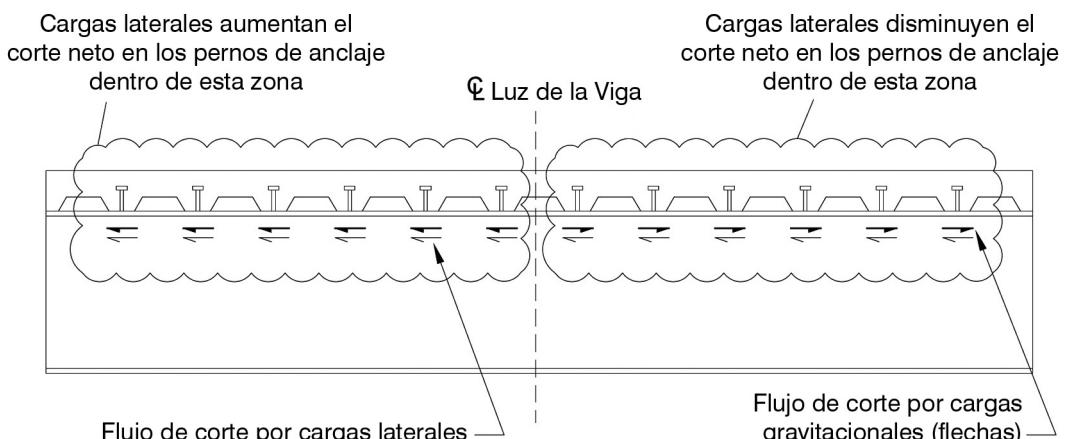
tos o las disposiciones del Capítulo F para miembros no compuestos. Es recomendado que todas las vigas colectoras, incluso aquellas diseñadas como miembros no compuestos, contengan suficientes anclajes para asegurar que una acción compuesta de un 25% como mínimo sea alcanzada. Esta recomendación intenta el prevenir que los diseñadores utilicen una cantidad muy pequeña de anclajes con el único fin de transferir las fuerzas del diafragma sobre las vigas diseñadas como miembros no compuestos. Los anclajes diseñados solo para transferir el corte horizontal debido a fuerzas laterales serán solicitados a corte horizontal por flexión, debido a cargas gravitacionales superpuestas en la sección compuesta y pueden resultar sobrecargados bajo condiciones de cargas gravitacionales. La sobrecarga de los anclajes puede resultar en una pérdida de la resistencia de los pernos lo que puede inhibir la habilidad de las vigas colectoras para funcionar como se requiere para transferir las fuerzas del diafragma debido a cargas laterales.

Interacción: La fuerza axial y la flexión combinadas pueden ser evaluadas empleando las ecuaciones de interacción entregadas en el Capítulo H. como una simplificación razonable para los propósitos de diseño, es aceptable el uso de la combinación de la resistencia axial no compuesta y la resistencia de flexión compuesta para determinar la ecuación de interacción.

FIGURA C-17.1.
Flujo de corte en vigas colectoras.



(a) *Flujo de Corte debido solo a cargas gravitacionales*



(b) *Flujo de Corte debido a cargas gravitacionales y laterales combinadas*

Conexiones de Corte: No es necesario el superponer los cortes horizontales debidos a fuerzas laterales con los cortes horizontales debido a flexión para la determinación de los requerimientos de anclajes de acero. Las razones tras esta metodología son dos. Primero, las combinaciones de carga tal como están presentadas en ASCE/SEI 7 (ASCE, 2010) entregan niveles de cargas viva reducidos por las combinaciones de carga que contienen cargas laterales. Esta reducción disminuye la demanda en los anclajes de acero y proporciona una capacidad adicional para la transferencia de carga del diafragma. Segundo, los cortes horizontales debidos a flexión se transmiten en dos direcciones. Para una viga uniformemente cargada, el flujo de corte procede del centro de la viga tal como se ilustra en la Figura C-I7.1(a), mientras las cargas laterales en las vigas colectoras inducen corte en una sola dirección. Así como estos cortes son superpuestos, los cortes horizontales en una porción de la viga se incrementan, mientras que en la porción opuesta disminuyen tal como se ilustra en la Figura C-I7.1 (b). En vez de investigaciones adicionales, es considerado aceptable para la carga localizada adicional del perno de anclaje en el segmento aditivo de la viga el ser considerada descontinuada por la descarga simultánea del perno de anclaje en el segmento substractivo de la viga a un nivel de fuerzas correspondiente a la suma de las resistencias nominales de todos los pernos ubicados en la viga.

I8. ANCLAJES DE ACERO

1. General

Esta sección trata la resistencia, ubicación, y limitaciones en el uso de anclajes de acero en la construcción compuesta. Una nueva definición es entregada para “anclaje de acero” la cual reemplaza el viejo término “conector de corte” de la Especificación 2005 y anteriores. Este cambio fue realizado para reconocer el término más genérico “anclaje” tal como es usado en ACI 318, PCI, y a través de la industria. Este término incluye el tradicional “conector de corte”, el que ahora se define como un “perno de anclaje de acero” y como un “canal de anclaje de acero” los cuales son parte de Especificaciones anteriores. Tanto los pernos de anclaje de acero como los canales de anclaje de acero laminados en caliente son tratados en esta especificación. las disposiciones de diseño para anclajes de acero son dadas para vigas compuestas con losas sólidas o con placa colaborante de acero y para componentes compuestos. Un nuevo término en el glosario es agregado para “componente compuesto” como un miembro, elemento de conexión o de ensamblaje en el cual los elementos de acero y de concreto trabajan como una unidad en la distribución de las fuerzas internas. Este término excluye las vigas compuestas con losas sólidas o con placa colaborante. Las disposiciones para componentes compuestos incluyen el uso de un factor de resistencia o factor de seguridad aplicado a la resistencia nominal de la anclaje de acero, mientras para las vigas compuestas el factor de resistencia o el factor de seguridad son parte del factor de resistencia o factor de seguridad de la viga compuesta.

Los conectores de corte que no se ubican directamente sobre el alma de la viga tienden a rajar las alas delgadas antes que éstas alcancen su resistencia de corte total. Para evitar este problema, el tamaño del espárrago de corte no ubicado sobre el alma de la viga debe limitarse a 2,5 veces el espesor del ala (Goble, 1968). La aplicación práctica de esta limitación es la de seleccionar solo vigas con alas más gruesas que el diámetro del espárrago de corte dividido por 2,5.

La sección I8.2 requiere de un valor mínimo de 4 para la razón entre la altura completa del perno de anclaje y el diámetro del cuerpo del perno cuando se determina la resistencia nominal de un perno de anclaje de acero en una viga compuesta. Este requisito ha sido usado en Especificaciones anteriores y ha tenido un historial de comportamientos exitosos. Para la determinación de la resistencia nominal de corte de un perno de anclaje de acero en otros componentes compuestos, la Sección I8.3 aumenta el valor de la razón mínima a cinco para concreto de peso normal y a siete para concreto de peso liviano. Aumentos adicionales en el valor mínimo de esta razón son requeridos para considerar la resistencia nominal de tracción o la resistencia nominal por interacción de corte y tracción en la Sección I8.3. las disposiciones de la Sección I8.3 establecen también distancias de borde mínimas y espaciamientos mínimos entre centro y centro de pernos de anclaje de acero si la ecuación de resistencia nominal de dicha sección ha de ser usada. Estos límites son establecidos para reconocer el hecho de que solo modos de falla del acero son verificados en la determinación de la resistencia nominal del anclaje en las Ecuaciones I8-3, I8-4 y I8-5. Los modos de falla del concreto no son verificados explícitamente en estas ecuaciones (Pallares y Hajjar, 2010a, 2010b), mientras la falla del concreto es verificada en la Ecuación I8-1. Esto es discutido adicionalmente en el Comentario Sección I8.3.

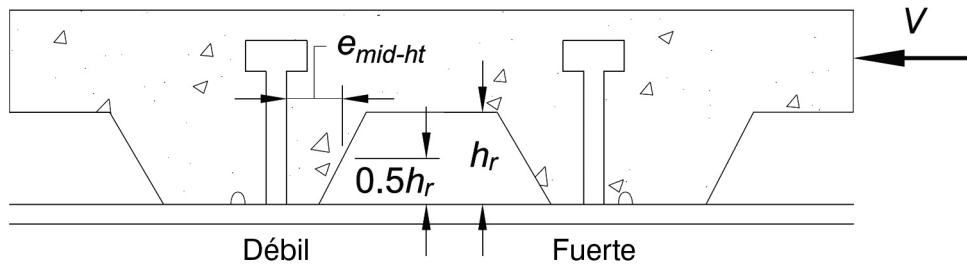
2. Anclajes de Acero en Vigas Compuestas

2a. Resistencia de Pernos de Anclaje de Acero

Las presentes ecuaciones de resistencia para vigas compuestas y pernos de anclaje de acero están basadas en las considerables investigaciones que han sido publicadas en los últimos años (Jayas y Hosain, 1988a; Mottram y Johnson, 1990; Easterling y otros, 1993; Roddenberry y otros, 2002a). La Ecuación I8-1 contiene los factores R_g y R_p para hacer que estos requisitos de resistencia de vigas compuestas sean comparables a otros códigos alrededor del mundo. Otras normativas utilizan una expresión de resistencia de pernos similar a la previa Especificación AISC, pero en el código Canadiense la resistencia de los pernos es reducida por el factor ϕ de 0,8 (CSA, 2009) y por un factor de seguridad parcial aún más pequeño ($\phi = 0,60$) en la ecuación de resistencia de pernos correspondiente del Eurocódigo 4 (CEN, 2003). La Especificación AISC incluye el factor de resistencia del perno de anclaje como parte del factor de resistencia de vigas compuestas.

La mayoría de los pisos con lámina corrugada de acero utilizadas hoy en día tienen un nervio rigidizador en la mitad de cada nervadura de la placa. Gracias a este rigidizador, los conectores de corte deben ser soldados descentrados en el nervio de la lámina. Estudios recientes han mostrado que los conectores de corte se comportan de forma diferente dependiendo de su ubicación en el nervio de la placa colaborante (Lawson, 1992; Easterling y otros, 1993; Van der Sanden, 1995; Yuan, 1996; Johnson y Yuan, 1998; Roddenberry y otros, 2002a). Las así llamadas posiciones “débiles” (desfavorable) y “fuertes” (favorables) son ilustradas en la Figura C-I8.1. Incluso, el máximo valor mostrado en estos estudios para conectores de corte soldados a través de la placa de acero es en el orden de 0,7 a $0,75F_u A_{sc}$. Los conectores de corte ubicados en una posición débil tienen resistencias tan bajas como $0,5F_u A_{sc}$.

FIGURA C-I8.1.
Posiciones de perno débil y fuerte
[según Roddenberry y otros (2002a)]



La resistencia de pernos de anclaje instalados en los nervios de una losa de concreto sobre placa colaborante de acero con nervios orientados perpendicularmente a la viga de acero es estimada razonablemente por la resistencia de los conectores de corte calculada con la Ecuación I8-1, que establece como valor predeterminado para la resistencia del conectores de corte, igual a la de la posición débil del espárrago. Tanto el AISC (1997a) como el Steel Deck Institute (SDI, 2007) recomiendan que los conectores de corte sean detallados en la posición fuerte, pero asegurar que los conectores serán ubicados en la posición fuerte no es necesariamente una tarea fácil porque no siempre es fácil para el instalador poder determinar donde se ubica el nervio particular a lo largo de la viga, relativo al extremo, centro, o punto de inflexión de corte. Por lo tanto, el instalador puede no estar seguro de cuál es la posición fuerte y cuál es la posición débil.

En la mayoría de los pisos compuestos diseñados hoy en día, la resistencia última de la sección compuesta es controlada por la resistencia de los conectores de corte, ya que la acción colaborante total no es por lo general la solución más económica para soportar la resistencia requerida. El grado de acción colaborante, como se representa por la razón $\sum Q_n / F_y A_s$ (la resistencia total de conexión de corte dividida por la resistencia de fluencia de la sección de acero), influye la resistencia de flexión como se muestra en la Figura C-I8.2.

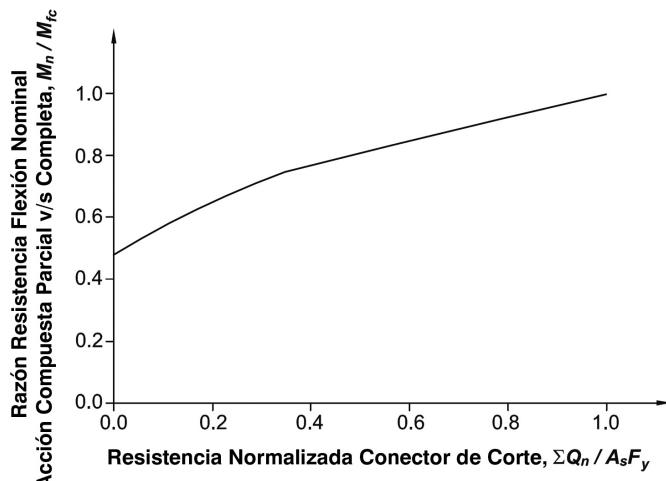
Puede observarse de la Figura C-I8.2 que un cambio relativo grande en la resistencia de la conexión de corte resulta en un cambio más pequeño en la resistencia de flexión. Por lo tanto, formular la influencia de la placa colaborante en la resistencia de la conexión de corte por medio de ensayos de vigas y recalculando a través de modelos de flexión, como se ha hecho en el pasado, conlleva a un resultado impreciso en la resistencia del conector de corte cuando éste es instalado en la placa de acero.

Los cambios en la Especificación 2005 no son el resultado de problemas tanto de falla ni de desempeño estructural. Los ingenieros preocupados por la resistencia de estructuras existentes deben prestar atención que la pendiente de la curva mostrada en la Figura C-I3.5 es casi plana en la medida que el grado de acción colaborante se acerca a uno. Por lo tanto, incluso un gran cambio en la resistencia del conector de corte no resulta en una disminución proporcional de la resistencia de flexión. Además, como se menciona antes, la expresión actual no toma en cuenta todos los posibles mecanismos de transferencia de fuerza de corte, principalmente porque muchos de estos son difíciles o imposibles de

cuantificar. Sin embargo, como se menciona en el Comentario de la Sección I3.1, en la medida que el grado de acción compuesta disminuye, las demandas de deformación en el conector de corte aumentan. Este efecto es reflejado al aumentar la pendiente en la relación mostrada en la Figura C-I3.5 en la medida que el grado de acción colaborante disminuye. Por lo tanto, los diseñadores deben especificar un 50% de acción colaborante o menor.

FIGURA C-I8.2.

Resistencia de flexión normalizada versus razón de resistencia de corte de conexión
 $[W410x46.1, F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2 (345 \text{ MPa}), Y_2=11,4 \text{ cm (114 mm)}]$
 $[\text{Easterling y otros (1993)}]$



El factor de resistencia R_p para pernos de anclaje usado en vigas compuestas sin placa colaborante ha sido reducido de 1,0 a 0,75 en la Especificación 2010. La metodología usada para pernos de anclaje que incorporan R_g y R_p fue implementada en la Especificación 2005. La investigación (Roddenberry y otros, 2002a) en la cual los factores (R_g y R_p) fueron desarrollados se enfoca casi exclusivamente en los casos que involucran el uso de pernos de anclaje soldados a través de la placa colaborante. La investigación señala la posibilidad que el caso para losa sólida use $R_p = 0,75$, sin embargo el cuerpo de datos de ensayos no ha establecido el apoyo a dicho cambio. Investigaciones adicionales han mostrado que el factor 0,75 es apropiado (Palleres y Hajjar, 2010a).

2b. Resistencia de Canales de Anclaje de Acero

La Ecuación I8-2 es una forma modificada de la fórmula para la resistencia de conectores de canal presentados en Slutter y Driscoll (1965), que fueron basados en los resultados de ensayos de expulsión del concreto y en una pequeña cantidad de ensayos de viga simplemente apoyadas con losas sólidas por Viest y otros (1952). La modificación ha extendido su uso a losas de concreto liviano.

Se necesita considerar las excentricidades en el diseño de soldaduras para los casos donde las soldaduras en el pie y el talón del canal son mayores que 5 mm y que el conector cumpla con los siguientes requerimientos:

$$1.0 \leq \frac{t_f}{t_w} \leq 5.5$$

$$\frac{H}{t_w} \geq 8.0$$

$$\frac{L_c}{t_f} \geq 6.0$$

$$0.5 \leq \frac{R}{t_w} \leq 1.6$$

donde

t_f = espesor del ala del conector, cm (mm)

t_w = espesor del alma del conector de canal, cm (mm)

H = altura del anclaje, cm (mm)

L_c = longitud del anclaje (mm)

R = radio del filete entre el ala y el alma del conector, cm (mm)

2d. Requisitos de Detallamiento

Se permite el espaciamiento uniforme de los conectores de corte, excepto cuando se presentan grandes cargas concentradas

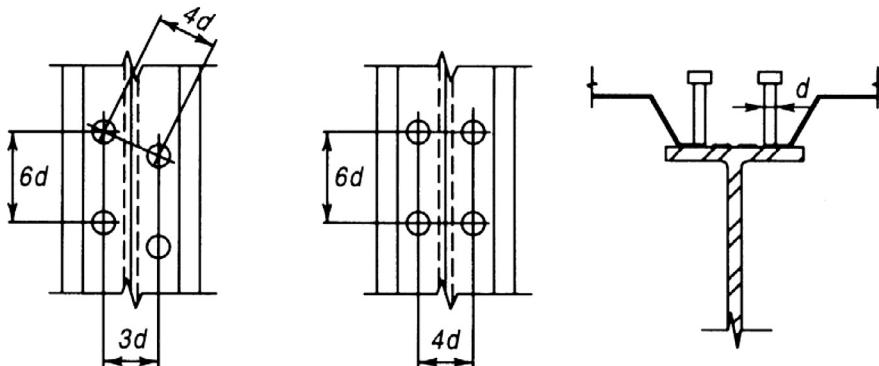
El espaciamiento mínimo de los conectores a lo largo de la viga es de seis diámetros, tanto en el caso de bordes exteriores de las planas de concreto como en placas colaborante de acero con nervios paralelos a las vigas; este espaciamiento refleja el desarrollo de los planos de corte en la losa de concreto (Ollgaard y otros, 1971). Debido a que muchos datos de ensayos están basados en el espaciamiento transversal mínimo de cuatro diámetros, este espaciamiento transversal fue fijado como el mínimo permitido. Si el ala de la viga de acero es angosta, el requisito de espaciamiento puede ser alcanzado al alternar los conectores de corte con una distancia transversal mínima de tres diámetros entre las filas alternadas de conectores. Cuando los nervios de la placa colaborante son paralelos a la viga y el diseño requiere ubicar más conectores de corte que los que caben en el nervio, la placa puede ser separada de manera de dar un espaciamiento adecuado para la instalación de los pernos. La Figura C-I8.3 muestra las posibles distribuciones de anclajes.

3. Anclajes de Acero en Componentes Compuestos

Esta sección es aplicable para los pernos de anclaje de acero usados primariamente en la región transferencia de carga (conexión) de miembros compuestos en compresión y viga-columnas, vigas compuestas rellenas y embebidas en concreto, vigas de acople compuestas, y paredes compuestas (ver Figura C-I8.4), donde el acero y el concreto trabajan conjuntamente dentro del miembro. En tales casos, es posible que el anclaje de acero sea sujeto a corte, tracción o a interacción de corte y tracción. Así como la resistencia de los conectores en la región de transferencia deben ser evaluados directamente (lo que es más que implícitamente dentro de la evaluación de un miembro compuesto), un factor

de resistencia o de seguridad deberá ser aplicado, comparable al diseño de conexiones apernadas en Capítulo J.

FIGURA C-I8.3.
Disposición de conectores de corte.



Estas disposiciones no fueron preparadas para construcciones hibridas donde el acero y el concreto no trabajan conjuntamente, tal como con las placas embebidas. La Sección I8.2 especifica la resistencia de los anclajes de acero embebidos en el concreto sólido de la losa o en la losa de concreto con placa colaborante de acero en una viga compuesta.

Datos de un amplio rango de experimentos indican que la falla de los pernos de anclaje de acero solicitados a corte ocurre en el cuerpo del perno de acero o en la soldadura en un gran porcentaje de casos si la razón entre la altura total y el diámetro del cuerpo del perno de anclaje de acero es mayor que cinco para concreto de peso normal. En el caso de concreto de peso liviano, la razón mínima necesaria entre la altura total del perno y el diámetro se incrementa hasta 7 (Pallares y Hajjar, 2010a). Un gran porcentaje similar de fallas ocurren en el cuerpo del perno o en la soldadura del perno de anclaje sujeto a tracción o a la interacción de corte y tracción si la razón de la altura total y el diámetro del cuerpo del perno de anclaje es mayor que ocho para concreto de peso normal. En caso de concreto de peso liviano, la razón mínima necesaria entre la altura total del perno y el diámetro se incrementa hasta 10 para pernos de anclaje de acero solicitados a tracción (Pallares y Hajjar, 2010b). Para pernos de anclaje de acero solicitados a la interacción de corte y tracción en concreto de peso liviano, hay tan pocos experimentos disponibles que no es posible discernir suficientemente cuando el material de acero controlara el modo de falla. Para la resistencia de pernos de anclaje de acero en concreto de peso liviano solicitados a la interacción de corte y tracción, es recomendable que se empleen las disposiciones del Apéndice D de ACI 318 (ACI, 2008).

El uso de distancias al borde en el Apéndice D de ACI 318 para computar la resistencia de anclajes de acero solicitados a la falla por aplastamiento del concreto es complejo. Es raro en la construcción compuesta que donde hay un eje cercano que no es soportado uniformemente en una forma que prevenga la posibilidad de falla por desprendimiento del concreto debido a un borde cercano. Entonces, por brevedad, las disposiciones de esta Especificación simplifican la evaluación de si es que está seguro la verificación para

el modo de falla del concreto. Adicionalmente, si un borde es soportado uniformemente, como los que pueden ser comunes en la construcción compuesta, es supuesto que el modo de falla del concreto no ocurrirá debido a la condición de borde. Entonces, si estas disposiciones van a ser empleadas, es importante que sea considerado por el ingeniero que el modo de falla de desprendimiento del concreto en corte es directamente evitado teniendo los bordes perpendiculares a la línea de la fuerza soportada, y los bordes paralelos a línea de fuerza lo suficientemente distante para que el desprendimiento del concreto a través del borde no sea considerado viable. Para cargas de corte, la determinación de si la falla por desprendimiento del concreto es un modo de falla viable para el perno de anclaje es dejado al ingeniero. Alternativamente, las disposiciones para el refuerzo requerido del anclaje se norma con disposiciones comparables a las del Apéndice D de ACI 318, Sección D6.2.9 (la cual a su vez refiere al Capítulo 12 de ACI 318) (ACI, 2008). Adicionalmente, las disposiciones del código de construcción aplicable o el Apéndice D de ACI 318 puede ser usado directamente para determinar la resistencia del perno de anclaje de acero.

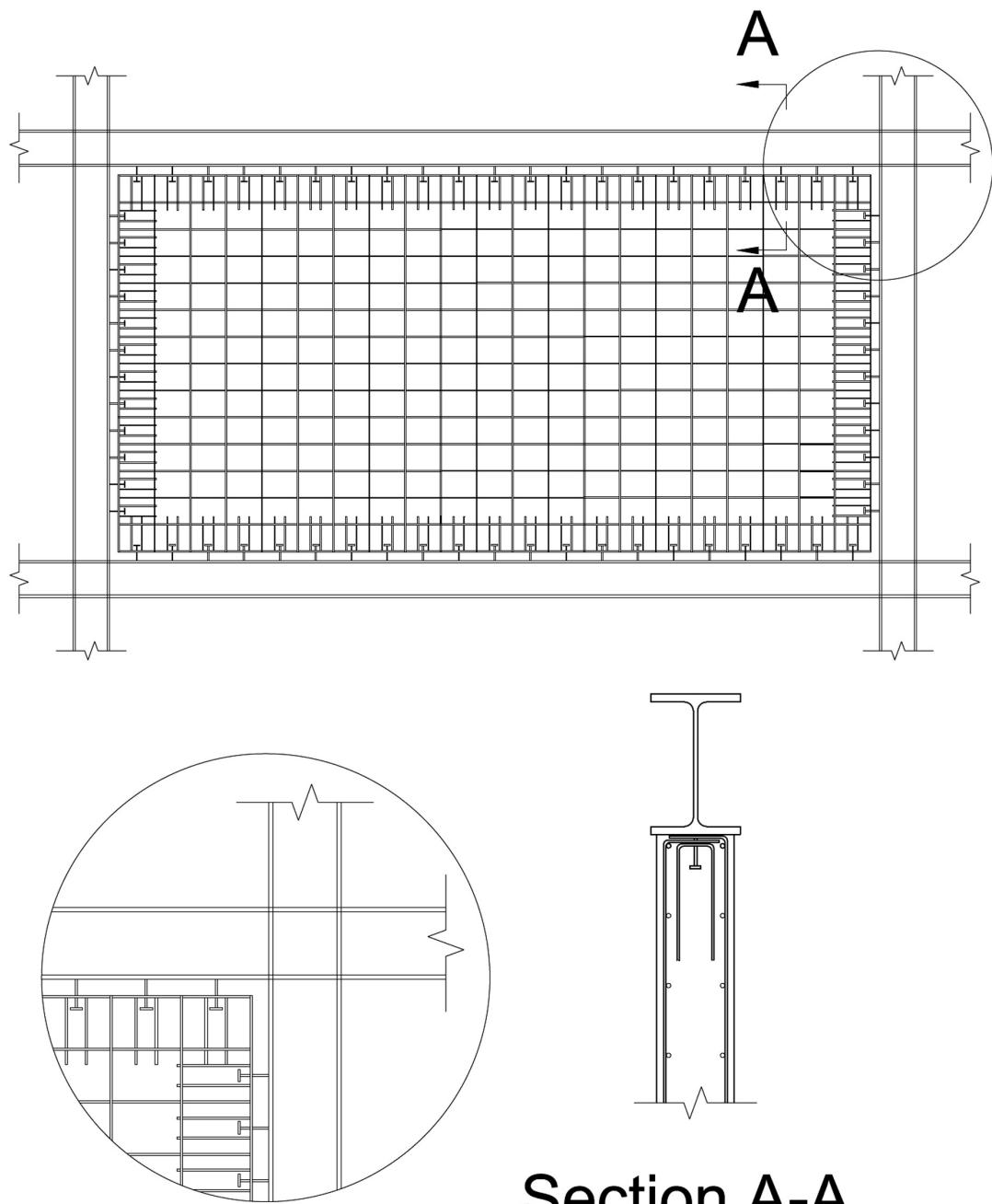
Los estados límites del acero y los factores de resistencia (y los correspondientes factores de seguridad) cubiertos en esta sección calzan con los estados límites correspondientes del Apéndice D de ACI 318, a pesar de que fueron evaluados de forma independiente para estas disposiciones. Al ser solo requeridos los estados límites del acero para ser verificados si no existen condiciones de borde, los experimentos satisfacen la razón altura/diámetro mínima pero que incluyendo la falla del perno de anclaje de acero tanto en el acero como en el concreto fue incluido en la evaluación de los factores de resistencia y de seguridad (Pallares y Hajjar, 2010b).

Para pernos de anclaje de acero solicitados a tracción o a la combinación de corte y tracción, es recomendable que el refuerzo del anclaje siempre sea incluido alrededor del perno para mitigar la falla prematura del concreto. Si la razón del diámetro de la cabeza del perno al diámetro del cuerpo es muy pequeña, las disposiciones requieren de un refuerzo del anclaje con disposiciones comparables a aquellas del Apéndice D de ACI 318, en su Sección D5.2.9 (la cual a su vez refiere al Capítulo 12 de ACI 318) (ACI, 2008). Alternativamente, las disposiciones del código de construcción aplicable o el Apéndice D de ACI 318 pueden ser también usadas directamente para calcular la resistencia de los pernos de anclaje de acero.

I9. CASOS ESPECIALES

En aquellos casos de construcciones compuestas que caen fuera de los límites entregados por esta Especificación, será necesario realizar ensayos. Diferentes tipos de anclajes de acero pueden requerir diferente espaciamiento y otro tipo de detallamiento que los conectores y canales de corte presentados en este Capítulo.

FIGURA C-I8.4.
Detalle típico de refuerzo en una pared compuesta para pernos de anclaje de acero solicitados a tracción.



CAPÍTULO J

DISEÑO DE CONEXIONES

Las disposiciones del Capítulo J cubren el diseño de las conexiones no solicitadas por cargas cíclicas. No se consideran como cargas cíclicas las debidas al viento y otro tipo de cargas ambientales. Generalmente las disposiciones aplican para conexiones que no sean para perfiles tubulares. Para conexiones de perfiles tubulares ver el Capítulo K y para disposiciones de fatiga ver el Anexo 3.

J1. DISPOSICIONES GENERALES

1. Bases de Diseño

Cuando las cargas de diseño no están definidas, se deben considerar las cargas de diseño mínimas. Históricamente, se han considerado como razonables valores de 4500 (44 kN) para LRFD y 2800 T (27 kN) para ASD. Para elementos tales como enlaces, colgadores, correas o costaneras, o miembros pequeños simples, se debe utilizar una carga más apropiada para su tamaño y uso. Es necesario considerar los requisitos de diseño para elementos instalados así como también las cargas de construcción cuando se especifican las cargas mínimas para las conexiones.

2. Conexiones Simples

Las conexiones simples se consideran en las Secciones B3.6a y J1.2. En la Sección B3.6a se definen las conexiones “simples” (con mayor detalle en el Comentario de la Sección B3.6) como una guía para la idealización de la estructura para efectos de análisis. Las hipótesis hechas en el análisis determinan el resultado del análisis que sirve de base para el diseño (esto significa las demandas de carga y deformación que debe ser resistida por las conexiones). La Sección J1.2 se concentra en el dimensionamiento efectivo de los elementos de conexión para alcanzar la resistencia requerida. En resumen, la Sección B3.6a establece las hipótesis de modelación que determinan las cargas y deformaciones de diseño para ser utilizadas en la Sección J1.2.

Las Secciones B3.6a y J1.2 no se excluyen mutuamente. Si se supone para el análisis una conexión “simple”, la conexión real, terminado el diseño, debe entregar un desempeño consistente con la conexión supuesta. Una conexión simple debe ser capaz de cumplir con la rotación requerida y no debe introducir resistencia y rigidez que altere significativamente el modo de respuesta.

3. Conexiones de Momento

Se definen dos tipos de conexiones de momento en la Sección B3.6b: completamente restringida (FR) y parcialmente restringida (PR). Las conexiones de momento FR deben tener suficiente resistencia y rigidez para transferir el momento y mantener el ángulo entre los miembros conectados. Las conexiones de momento PR son diseñados para

transferir momentos pero también permite la rotación entre los miembros conectados en la medida de las cargas que son resistidas. La respuesta característica de la conexión PR debe estar documentada en la literatura técnica o establecida por análisis o medios experimentales. Los elementos componentes de la conexión PR deben tener suficiente capacidad de resistencia, rigidez y deformación para satisfacer las hipótesis de diseño.

4. Miembros en Compresión con Juntas de Aplastamiento

Las disposiciones para “miembros en compresión distintos a columnas preparadas para soportar” pretenden tomar en cuenta la imperfección inicial del miembro y también proveer un grado de robustez en la estructura para así resistir solicitación lateral no intencionada o accidental que puedan no ser consideradas explícitamente en el diseño.

Una disposición análoga a la Sección J1.4(2)(i), que requiere que los materiales y los conectores del empalme tengan una resistencia disponible de al menos 50% de la resistencia requerida en compresión, existe en las Especificaciones AISC desde 1946. La Especificación actual aclara este requisito al estipular que la carga para dimensionar los materiales y los conectores del empalme es la carga de tracción. Esto evita incertidumbre de como manejar las situaciones donde la compresión sobre la conexión no impone carga alguna sobre los conectores.

El dimensionamiento de los materiales y conectores del empalme para un 50% de la resistencia requerida en el miembro es simple, pero puede ser muy conservadora. En la Sección J1.4(b)(ii), la Especificación ofrece una alternativa que trata directamente la intención de diseño de estas disposiciones. La carga lateral de 2% de la resistencia requerida en compresión del miembro simula defectos de un empalme, causado por un extremo terminado con un ligero desalineamiento u otra condición de construcción. Dimensionar la conexión para el momento y corte resultantes también entrega un grado de robustez en la estructura.

5. Empalmes en Secciones Pesadas

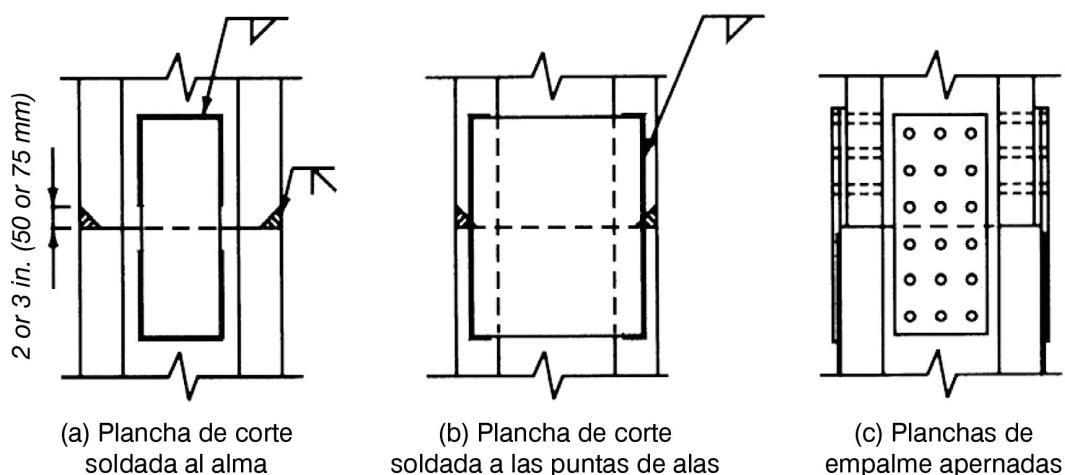
El metal de soldadura solidificado pero aún caliente se contrae significativamente a medida que se enfriá a temperatura ambiente. La retracción en largas soldaduras de tope entre elementos que no son libres de desplazarse causa deformaciones en el material adyacente a la soldadura que puede exceder la deformación de punto de fluencia. En materiales gruesos, la retracción de la soldadura es restringida en la dirección del espesor, así como también en las direcciones del ancho y el largo, causando tensiones triaxiales que inhiben la habilidad de deformarse de una manera dúctil. Bajo estas condiciones, la posibilidad de falla frágil (fractura) aumenta.

Para evitar las deformaciones potencialmente dañinas debido a retracción de la soldadura, que ocurren cuando se empalan perfiles laminados en caliente, cuyos espesores de ala exceden los 50 mm o miembros armados pesados, se puede utilizar empalmes apenados, empalmes con soldadura de filete, o empalmes que combinan soldadura y pernos (ver Figura C-J1.1). Los detalles y las técnicas que funcionan bien para materiales de espesor modesto deben ser generalmente modificados o actualizados por requisitos más estrictos cuando se suelda un material grueso.

Las disposiciones de la AWS D1.1 (AWS, 2004) son requisitos mínimos que aplican para la mayor cantidad de situaciones de soldado estructural; sin embargo, cuando se diseña y fabrica empalmes soldados de perfiles laminados con espesores de ala que exceden los 50 mm y secciones armadas similares, se deben entregar consideraciones especiales a todos los aspectos del detallamiento de empalmes soldados:

- (1) En el caso de miembros en tracción, debe especificarse requisitos de tenacidad; ver el Comentario de la Sección A3.
- (2) Se necesita de agujeros de acceso a las soldaduras de grandes dimensiones para entregar un gran alivio para la concentración de deformaciones de retracción de la soldadura, para evitar una estrecha unión de soldaduras en direcciones ortogonales, y para entregar un espacio libre para el ejercicio el trabajo de alta calidad de preparación del agujero, soldado, y para una inspección fácil.
- (3) Para corte con soplete se necesita de precalentado que permita minimizar la formación de capas superficiales duras (ver la Sección M2.2).
- (4) Se requiere esmerilado de los destajes y de los agujeros de acceso hasta alcanzar el metal brillante para remover la capa superficial dura, junto con la inspección utilizando métodos de partículas magnéticas o líquidos penetrantes, para verificar que las transiciones estén libres de muescas o grietas.

FIGURA C-J1.1.
Empalmes alternativos que minimizan las tensiones de restricción en la soldadura.



Además de los empalmes de tracción de cordones de enrejados y las alas en tracción de los miembros en flexión, en el caso de otras uniones fabricadas desde secciones pesadas solicitadas a tracción se debe entregar consideraciones especiales durante el diseño y la fabricación.

Detalles alternativos que no generan deformaciones por retracción pueden ser empleados. En conexiones donde las fuerzas transferidas se acercan a la resistencia del miembro, las juntas con soldadura de ranura directa pueden ser aun la elección más efectiva.

Se pueden utilizar detalles alternativos que no generen deformaciones de retracción. En conexiones donde las cargas transferidas se acercan a la resistencia del miembro, las juntas con soldadura de tope directo siguen siendo la alternativa más efectiva.

Ediciones previas a esta Especificación se exigía remover las pletinas de respaldo y lengüetas de soldadura de todos los empalmes de secciones pesadas. Estos requisitos fueron eliminados deliberadamente de esta edición, ya que se juzgó que era una medida innecesaria y, en algunas situaciones, resultaba potencialmente más en daño que bien. La Especificación aún permite a la inspección del contrato especificar su remoción cuando se juzgue apropiado.

El requisito anterior para la remoción de pletinas de respaldo necesitaba, en algunas situaciones, que tales operaciones fueran realizadas fuera de posición; esto significa que la soldadura requerida para reponer el área removida debe ser aplicada en la posición de sobre cabeza. Esto puede necesitar de equipamiento alternativo para aumentar los accesos, diferentes equipos de soldadura, procesos y/o procedimientos, y otras restricciones prácticas. Cuando las secciones cajón hechas de planchas son empalmadas, el acceso al lado interior (necesario para la remoción de las pletinas de respaldo) es prácticamente imposible.

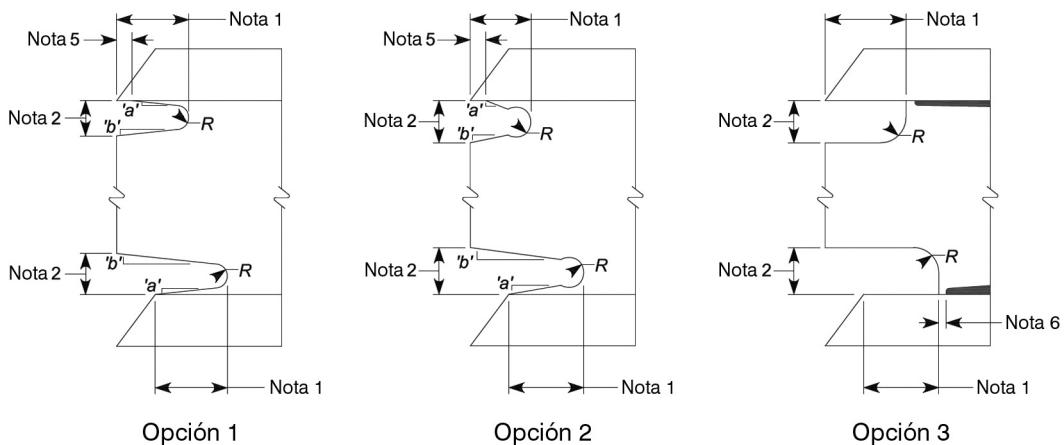
Las lengüetas de soldadura que se dejan en su posición en empalmes, actúan como “pequeños accesorios” y atraen muy poca tensión. Aunque se reconoce que las lengüetas de soldadura deben contener regiones de metal de soldadura de calidad inferior, el efecto de concentración de tensiones es minimizado ya que solo pequeñas tensiones son transferidas a través del accesorio.

6. Agujeros de Acceso a la Soldadura

Frecuentemente se necesitan realizar agujeros de acceso en la fabricación de componentes estructurales. La geometría de estos detalles estructurales puede afectar el desempeño del componente. El tamaño y la forma de los destajes en las vigas y los agujeros de acceso pueden tener un efecto significativo en la facilidad para depositar metal de soldadura sano, la habilidad para conducir ensayos no destructivos, y en la magnitud de las tensiones en las discontinuidades geométricas producidas por estos detalles.

Los agujeros de acceso a las soldaduras son utilizados para facilitar las operaciones de soldado y se necesita que tengan una longitud mínima desde el pie de la preparación de soldadura (ver Figura C-J1.2) igual a 1,5 veces el espesor del material en donde se realiza el agujero. Se espera que esta longitud mínima pueda soportar una cantidad significativa de deformación por retracción de la soldadura en la intersección alma-ala.

FIGURA C-J1.2.
Geometría de agujero de acceso a la soldadura.



Perfiles Laminados y Armados
Ensamblados Antes del Corte del Agujero de Acceso

Perfiles Armados Ensamblados
Después del Corte del Agujero
de Acceso

Nota: Estos son detalles típicos para juntas soldadas en el borde de apoyo en contra de la placa de soporte. Detalles alternativos se discuten en el texto del Comentario.

- 1) Longitud: Mayor que $1,5t_w$ o 38 mm.
- 2) Altura: Mayor que $1,0t_w$ o 19 mm, pero no debe exceder de 50 mm.
- 3) Radio de curvatura (R): 8 mm. Esmerilar las superficies de los agujeros de acceso con corte térmico en perfiles pesados tal como se define en las Secciones A3.1c y A3.1d.
- 4) La pendiente "a" forma una transición desde el alma hasta el ala. La pendiente "b" puede ser horizontal.
- 5) La parte inferior del ala superior debe tener un contorno que permita el ajuste firme de las placas de respaldo donde estas deban ser usadas.
- 6) La soldadura para unir alma a ala de miembros armados debe detenerse a una distancia de al menos un tamaño de soldadura desde el borde del agujero de acceso.

La altura de los agujeros de acceso a la soldadura debe proveer de suficiente espacio libre para facilitar el soldado y la inspección y deben ser suficientemente grandes para permitir que el soldador pueda depositar el metal de soldadura sano a través del alma y más allá de ella. Se ha comprobado que una altura del agujero de acceso igual a 1,5 veces el espesor del material pero no menor que 25 mm satisface estos requisitos de soldado e inspección. La altura del agujero de acceso no necesita exceder de 50 mm.

La geometría de la esquina entrante entre el alma y el ala determina el nivel de concentración de tensiones en tal ubicación. Una esquina entrante de 90° que tenga un radio de curvatura muy pequeño produce una concentración de tensiones muy grande que puede producir la fractura del ala. Consecuentemente, para minimizar la concentración de tensiones en esta ubicación, el borde del alma debe ser inclinado o curvo desde la superficie del ala hasta la superficie entrante del agujero de acceso.

Las concentraciones de tensiones a lo largo del perímetro de los destajes en vigas y los agujeros de acceso a la soldadura también pueden afectar el desempeño de la junta. Consecuentemente, se necesita que los agujeros de acceso estén libres de incrementos de tensiones que son producidos por muescas y rebajes de material.

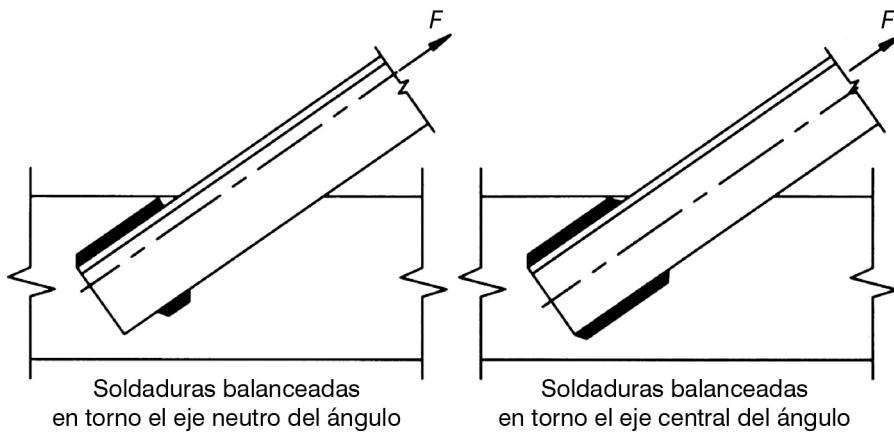
Las concentraciones de tensiones en las intersecciones alma-ala de perfiles armados pueden ser reducidas terminando la soldadura lejos del agujero de acceso. Por lo tanto, para perfiles armados con soldaduras de filete o soldaduras de tope con junta de penetración parcial que unen el alma al ala, los agujeros de acceso a la soldadura pueden terminar perpendicularmente al ala, siempre que la soldadura sea terminada al menos a un espesor de alma alejado del agujero de acceso.

7. Ubicación de Soldaduras y Pernos

Las pequeñas excentricidades entre el eje de gravedad de miembros de ángulo simple o doble y el centro de gravedad de pernos o remaches de conexión han sido ignoradas por mucho tiempo por considerarse efectos despreciables en la resistencia estática de tales miembros. Los ensayos realizados han demostrado una práctica similar en el caso de miembros soldados de estructuras cargadas estáticamente (Gibson y Wake, 1942).

Sin embargo, se ha demostrado una muy baja vida de fatiga en ángulos soldados cargados excéntricamente (Kloppel y Seeger, 1964). Muescas en las raíces de las soldaduras de filete son dañinas cuando se somete a tensiones de tracción alternadas normales al eje de la soldadura, como puede ocurrir debido a flexión cuando carga la axial cíclica es aplicada a ángulos con extremos soldados no balanceados en torno a su eje neutro. Por consiguiente, se necesita de soldaduras balanceadas cuando tales miembros son solicitados bajo carga cíclica (ver la Figura C-J1.3).

FIGURA C-J1.3.
Soldaduras balanceadas.



8. Pernos en Combinación con Soldaduras

Tal como en las ediciones anteriores, esta Especificación no permite que los pernos compartan la carga con soldaduras excepto para pernos en conexiones de corte. Sin embargo, las condiciones para compartir cargas han cambiado sustancialmente basados en investigaciones recientes (Kulak y Grondin, 2001). Para conexiones resistentes a corte con soldaduras de filete longitudinales, se permite compartir carga entre las soldaduras longitudinales y pernos en agujeros estándar o de ranura corta transversales a la dirección

de la carga, pero la contribución de los pernos es limitada a 50% de la resistencia disponible de la conexión tipo aplastamiento equivalente. Se permiten tanto pernos A307 como pernos de alta resistencia. El calor debido al soldado cerca de los pernos no altera las propiedades mecánicas de los pernos.

Cuando se realizan alteraciones a las estructuras existentes con conexiones remachadas y conexiones con pernos de alta resistencia pretensionados a los niveles indicados en las Tablas J3.1 o J3.1M antes del soldado, se permite el uso de soldadura para resistir cargas distintas de aquellas producidas por las cargas permanentes presentes al instante de hacer la alteración.

Las alteraciones para pernos en combinación con soldaduras no aplican para conexiones típicas viga-viga y viga-columna apernadas/soldadas y otras conexiones comparables (Kulak, Fisher, y Struik, 1987).

9. Pernos de Alta Resistencia en Combinación con Remaches

Cuando se utilizan pernos de alta resistencia en combinación con remaches, la ductilidad de los remaches permite la incorporación directa de las resistencias de los dos tipos de conectores.

10. Limitaciones en Conexiones Apernadas y Soldadas

Se requiere de pernos pretensionados, conexiones con pernos de deslizamiento crítico, o soldaduras, en aquellos casos que el deslizamiento de la conexión resulte perjudicial para el desempeño de la estructura o existe la posibilidad de que las tuercas se salgan. Para todas las demás conexiones se recomienda usar pernos de alta resistencia con apriete ajustado.

J2. SOLDADURAS

La selección del tipo de soldadura [de tope con junta de penetración completa (CJP) versus de filete versus de tope con junta de penetración parcial (PJP)] depende básicamente de la geometría de la conexión (de tope versus T o de esquina), además del requisito de resistencia, y otros aspectos discutidos más adelante. Puede ser apropiado considerar los efectos de muescas y la habilidad de evaluar con ensayos no destructivos las juntas cargadas cíclicamente o juntas que se espera se deformen plásticamente.

1. Soldaduras de Tope

1a. Área Efectiva

Las Tablas J2.1 y J2.2 muestran que las gargantas efectivas de soldaduras de tope de penetración parcial y de bisel curvo dependen del proceso de soldado y de la posición de la soldadura. Es recomendable que los planos de diseño muestren tanto la resistencia requerida como el tamaño de la garganta efectiva requerida y permitan al fabricante seleccionar el proceso y determinar la posición requerida para cumplir los requisitos especificados. Gargantas efectivas mayores que las mostradas en la Tabla J2.1 pueden ser calificadas mediante ensayos. El refuerzo de soldadura no se utiliza para la determinación de la garganta efectiva de la soldadura de tope, pero en juntas T o de esquina

soldaduras de filetes de refuerzo son consideradas para la garganta efectiva. Ver AWS D1.1 Anexo A (AWS, 2010).

1b. Limitaciones

La Tabla J2.3 entrega el tamaño mínimo de la garganta efectiva de la soldadura de tope PJP Note que para una soldadura de tope PJP, la Tabla J2.3 alcanza espesores de plancha de hasta 150 mm y una garganta de soldadura mínima de 16 mm, mientras que para soldaduras de filete, la Tabla J2.4 alcanza espesores de plancha de 19 mm y una dimensión de pie mínima de la soldadura de filete de tan solo 8 mm. El espesor adicional para soldaduras de tope PJP intenta entregar una proporción razonable entre espesor del material y de la soldadura. El uso de soldaduras de tope PJP por un solo costado en juntas sujetas a rotación sobre respecto del talón de la soldadura no es recomendable.

2. Soldaduras de Filete

2a. Área Efectiva

La garganta efectiva de una soldadura de filete no incluye el refuerzo de soldado, ni ninguna penetración más allá de la raíz de la soldadura. Algunos procedimientos de soldado producen una penetración consistente más allá de la raíz de la soldadura. Esta penetración contribuye a la resistencia de la soldadura. Sin embargo, es necesario demostrar que el procedimiento de soldadura utilizado produce este aumento de penetración. En la práctica, esto puede ser realizado inicialmente al seccionar las pletinas de extensión de la soldadura en la junta. Una vez hecho esto, no es necesario un ensayo posterior, siempre que el procedimiento de soldado no sea cambiado.

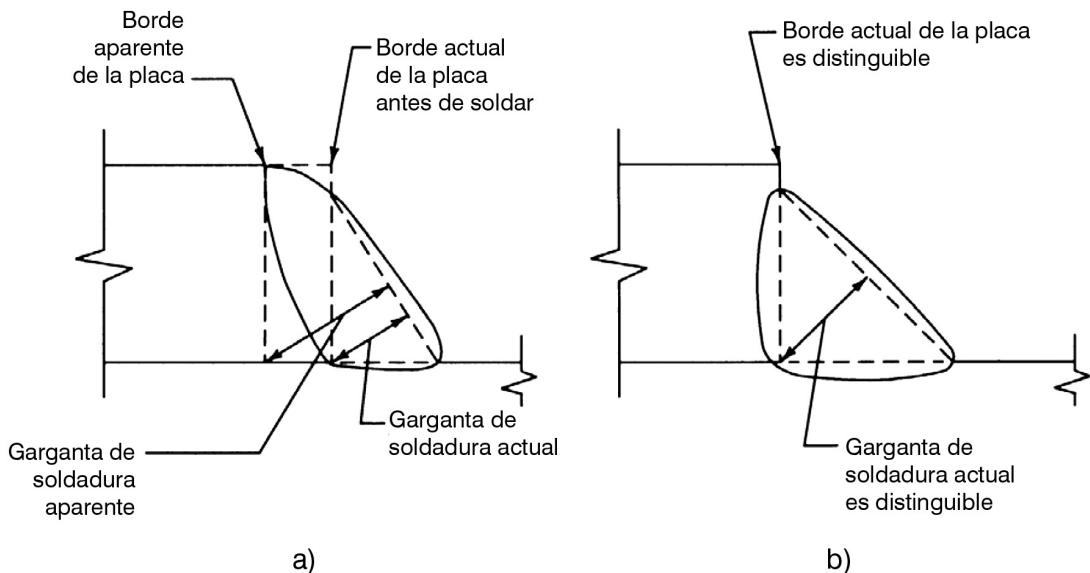
2b. Limitaciones

La Tabla J2.4 entrega el tamaño mínimo de soldadura de filete para un espesor dado de la parte unida más delgada. Los requisitos no están basados en consideraciones de resistencia, sino que en el efecto de templado de los materiales gruesos en soldaduras pequeñas. El enfriamiento muy rápido del metal de soldadura puede dar como resultado una pérdida de ductilidad. Además, la restricción a la retracción del metal de soldadura entregado por el material grueso puede resultar en agrietamiento de la soldadura.

El uso de la parte más delgada para determinar el espesor mínimo de soldadura está basado en la práctica del uso de metal de aporte considerado de “bajo hidrógeno”. Debido a que una soldadura de filete de 8 mm es la más grande que puede ser depositada en una pasada simple del proceso SMAW y aún se considera precalificada bajo la AWS D1.1, este espesor de 8 mm aplica para todo material de espesor mayor o igual a 19 mm, pero se requiere de un precalentamiento mínimo y de temperaturas de traspaso tal como se especifica en la AWS D1.1. Los planos de diseño deben reflejar los tamaños mínimos, y las soldaduras de producción deben corresponder a estos tamaños mínimos.

Para miembros más gruesos en juntas traslapadas, es posible para el soldador derretir la esquina superior, lo que resulta en una soldadura que parece ser de tamaño completo pero que en realidad carece de la dimensión de garganta de soldadura requerida. Ver la Figura C-J2.1(a). En miembros más delgados, la garganta de soldadura completa es más

FIGURA C-J2.1.
Identificación del borde de plancha.



posible de lograr, aunque el borde sea derretido. Por consiguiente, cuando la plancha es de 6 mm o más gruesa, el tamaño de la soldadura de filete máximo es 2 mm menor que el espesor de la plancha, asegurando que el borde permanece atrás [ver la Figura C-J2.1 (b)].

Donde las soldaduras de filete longitudinales sean utilizadas en una conexión (ver la Figura C-J2.2), la Sección J2.2b necesita que la longitud de cada soldadura sea al menos igual al ancho del material de conexión debido a desfase de corte (Freeman, 1930).

Al proveer un traslape mínimo de cinco veces el espesor de la parte más delgada en una junta de traslape, la rotación resultante de la junta cuando es tirada no será excesiva, como se muestra en la Figura C-J2.3. Juntas traslapadas con soldadura de filete bajo tracción tienden a abrirse y rasgar en la raíz de la soldadura tal como se muestra en la Figura C-J2.4 (b), a no ser que sea restringida por una fuerza tal como se muestra en la Figura C-J2.4(a).

El uso de soldaduras de filete en un solo costado en juntas sujetas a rotación sobre el talón de la soldadura es desalentado. Los retornos extremos no son esenciales para desarrollar la capacidad de conexiones con soldadura de filete y tienen un efecto despreciable en su resistencia. Su uso ha sido estimulado para asegurar que el tamaño de la soldadura se mantenga sobre la longitud de la soldadura, para mejorar la resistencia de fatiga de conexiones extremas flexibles cargadas cíclicamente, y para aumentar la capacidad de deformación plástica de tales conexiones.

FIGURA C-J2.2.
Soldaduras de filete longitudinales.

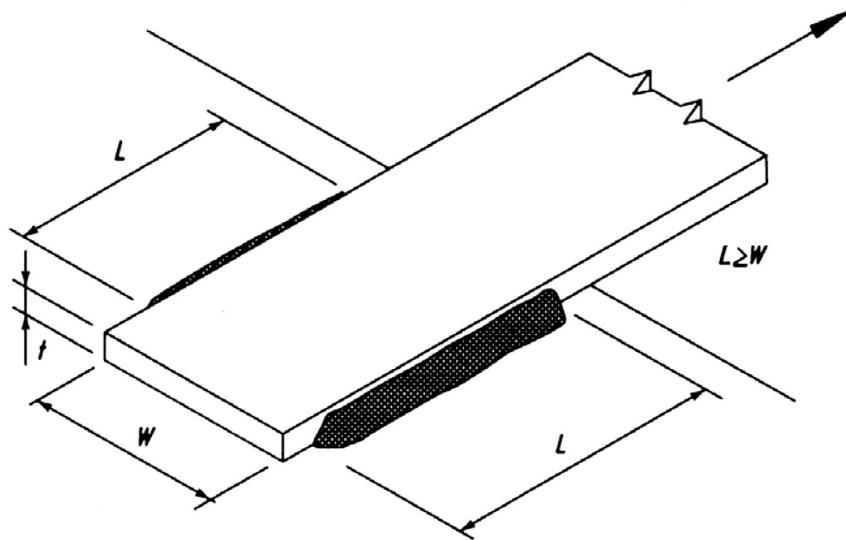
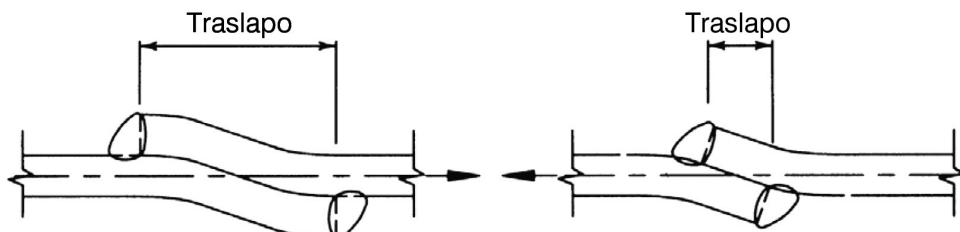


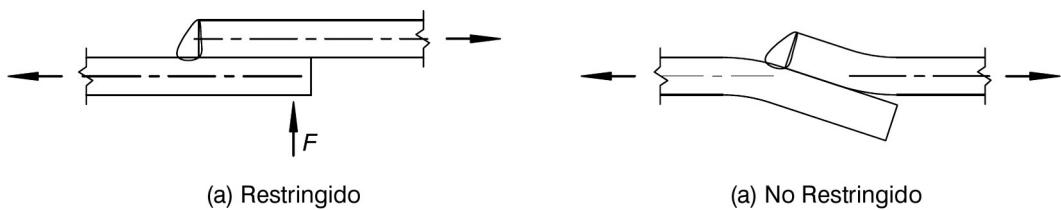
Figura C-J2.3.
Traslapo mínimo.



Los datos de resistencia de soldaduras utilizados para desarrollar las especificaciones no consideraban retornos extremos. Esto incluye el estudio publicado por Higgins y Preece (1968), los ensayos de ángulo de asiento en Lyse y Schreiner (1935), los ensayos de ángulos de asiento y superior en Lyse y Gibson (1937), los ensayos de almas de viga soldadas directamente a una columna o viga maestra por medio de soldaduras de filete en Johnston y Deits (1942), y los ensayos en conexiones soldadas cargadas excéntricamente publicadas en Butler, Pal, y Kulak (1972). Por lo tanto, los valores de resistencia actuales y los modelos de capacidad de junta no requieren de retornos extremos cuando se entrega el tamaño de soldadura requerido. Johnston y Green (1940) advierten que el movimiento consistente con las hipótesis de diseño de juntas flexibles (apoyo simple) fue mejorado sin retornos extremos. Ellos también verificaron que deformaciones plásticas muy grandes de la conexión fueron alcanzadas cuando si existían retornos extremos, aunque la resistencia no fue significativamente diferente.

Cuando se utilizan soldaduras de filete longitudinal paralelos a la tensión para transmitir la carga al extremo de un miembro cargado axialmente, las soldaduras son denominadas de “cargada en el extremo”. Ejemplos típicos de tales soldaduras incluyen, sin ser limitadas, a lo siguiente casos: (a) juntas de traslape soldadas longitudinalmente en los extremos de miembros cargados axialmente; (b) soldaduras que conectan atiesadores de apoyo; y (c) casos similares. Ejemplos típicos de soldaduras de filete cargadas longitudinalmente que no se consideran “cargadas en el extremo” incluyen, sin ser limitadas, los siguientes casos: (a) soldaduras que conectan planchas o perfiles que forman secciones armadas en donde la carga de corte se aplica a cada incremento de longitud de soldadura dependiendo de la distribución del corte a lo largo de la longitud del miembro; y (b) soldaduras que unen ángulos conectores para almas de viga y planchas de corte, debido a que el flujo de carga de corte desde el alma de la viga hacia la soldadura es esencialmente uniforme a través de la longitud de la soldadura; esto significa que la soldadura no es “cargada en el extremo” a pesar tratarse de soldadura cargada paralelamente al eje de la soldadura. Tampoco aplica el coeficiente de reducción, β , en soldaduras que unen atiesadores a las almas, porque los atiesadores y las soldaduras no son solicitadas por tensiones axiales calculables sino que sirven meramente para mantener el alma plana.

FIGURA C-J2.4.
Restricción de juntas traslapadas.



La distribución de tensiones a lo largo de la longitud de las soldaduras de filete “cargadas en el extremo” no es uniforme y depende de relaciones complejas entre la rigidez de la soldadura de filete longitudinal relativo a la rigidez de los materiales conectados. La experiencia ha demostrado que cuando la longitud de la soldadura es menor o igual a aproximadamente 100 veces el tamaño de soldadura, es razonable suponer que la longitud efectiva es igual o menor que la longitud actual. Para longitudes de soldadura mayores que 100 veces el tamaño de soldadura, la longitud efectiva debe tomarse menor que la longitud real. El coeficiente de reducción, β , entregado en la Sección J2.2b es el equivalente a aquel entregado en el CEN (12005), el cuál es una aproximación simplificada de fórmulas exponenciales desarrolladas por estudios de elementos finitos y ensayos desarrollados en Europa durante muchos años. La disposición está basada en una combinación de la resistencia nominal para soldaduras filete con tamaño de menos de 6 mm y la aplicación juiciosa de un criterio de desplazamiento un poco menor que 1mm en el extremo de la soldadura para soldaduras con tamaño mayor o igual a 6 mm. La forma matemática del factor β implica que la resistencia mínima de una soldadura “cargada en el extremo” se alcanza cuando la longitud es aproximadamente 300 veces el tamaño de la soldadura. Debido a que no tiene sentido concluir que la resistencia total de una solda-

dura mas larga que 300 veces el tamaño de la soldadura es mayor que aquella para una soldadura más corta, el coeficiente de reducción de longitud se toma igual a 0,6 cuando la longitud de la soldadura es mayor que 300 veces su pie.

En muchos casos, las terminaciones de soldadura de filete no afectan la resistencia o el estado de servicio de las conexiones. Sin embargo, en algunos casos la disposición de las soldaduras afecta la función planeada para la conexión, y las muescas pueden afectar la resistencia estática y/o la resistencia a la iniciación de grietas si ocurren cargas cíclicas de magnitud y frecuencia suficientes. Para estos casos, se especifican terminaciones antes del extremo de la junta que permitan entregar el perfil y desempeño deseados. En los casos donde el perfil y las muescas son menos críticos, se permite que las terminaciones alcancen los extremos. En la mayoría de los casos, parar la soldadura cerca del extremo de la junta no reducirá la resistencia de la soldadura. La pequeña pérdida de área de soldadura debida a que la soldadura se detiene cerca del extremo de la junta por uno o dos tamaños de soldadura no se considera típicamente en el cálculo de resistencia de soldadura. Sólo longitudes de soldadura corta serán afectadas significativamente por esto.

Requieren de atención especial las siguientes situaciones:

- (1) Para juntas traslapadas donde una parte se extiende más allá del extremo o borde de la parte a la cual esta soldada y si las partes están solicitadas por tensiones de tracción calculables en el comienzo del traslape, es importante que la soldadura se termine a una distancia corta desde el borde tensionado. Para un ejemplo típico, la junta de traslape entre la sección T del cordón y los miembros del alma de un enrejado la soldadura no debe extenderse hacia el borde del alma de la sección T (ver la Figura C-J2.5). La mejor técnica para evitar muescas inadvertidas en esta ubicación crítica es formar el arco de soldado en un punto ligeramente atrás del borde y proceder con el soldado alejándose del borde (ver la Figura C-J2.6). Cuando los ángulos de conexión se extiendan más allá del extremo del alma de la viga a la cual son soldados, el extremo libre del alma de la viga es sujeto a tensión cero; por lo tanto, se permite que la soldadura de filete se extienda de forma continua a través del extremo superior, a lo largo del borde y a lo largo del extremo inferior del ángulo hacia el extremo de la viga (ver la Figura C-J2.7).
- (2) Para conexiones tales como secciones ángulo y T, que se supone que se comportan como conexiones flexibles en el diseño de la estructura, los bordes superior e inferior de las alas sobresalientes deben dejarse sin soldadura sobre una porción substancial de su longitud para asegurar la flexibilidad de la conexión. Los ensayos han demostrado que la resistencia estática de la conexión es la misma con o sin retornos extremos; por lo tanto el uso de retornos es opcional, pero si se utiliza, su longitud debe ser restringida a no mayor que cuatro veces el tamaño de soldadura (Johnston y Green, 1940) (ver la Figura C-J2.8).

FIGURA C-J2.5.
Soldaduras de filete cerca de bordes en tracción.

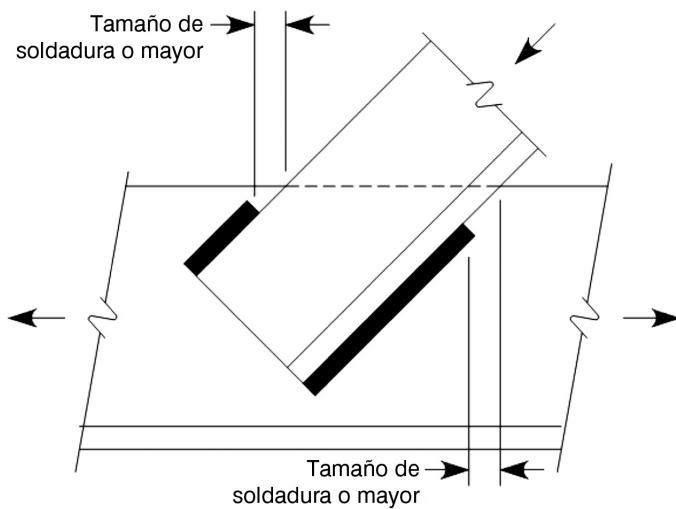


Figura C-J2.6.
Dirección de soldado sugerido para evitar muescas.

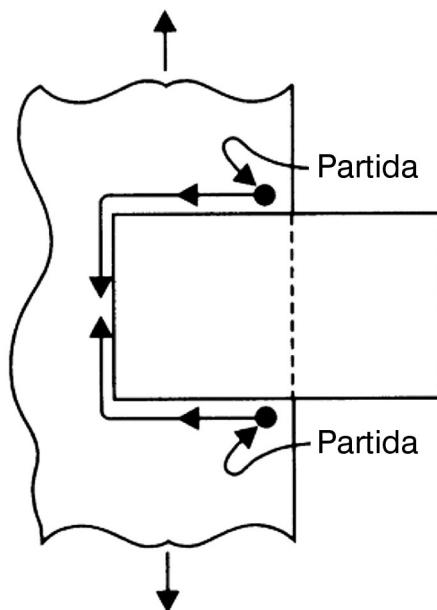


FIGURA C-J2.7.
Detalles de soldadura de filete en conexión con doble ángulo.

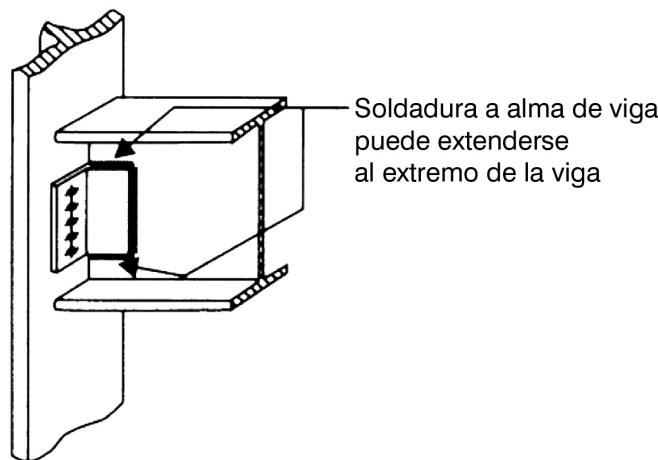
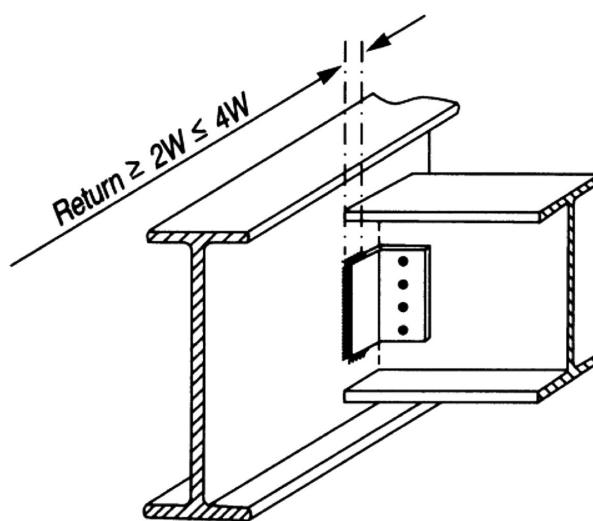


FIGURA C-J2.8.
Retorno óptimo de conexión flexible, en ausencia de carga de fatiga.

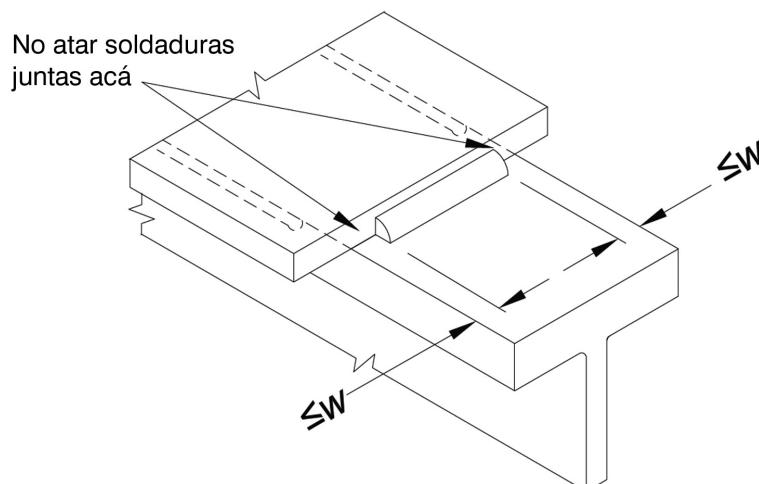


- (3) La experiencia ha demostrado que cuando los extremos de los atiesadores transversales intermedios instalados en las almas de vigas armadas no son soldados a las alas (la práctica usual), ocurren pequeñas distorsiones torsionales en el ala cerca de los puntos de apoyo de las vigas despachadas en el curso normal de transporte por ferrocarril o camión y puede causar importantes tensiones de flexión fuera del plano (incluso alcanzar el punto de fluencia) y agrietamiento por fatiga en el pie de las soldaduras alma-ala. Esto ha sido observado incluso con atiesadores perfectamente ajustados. La intensidad de estas tensiones fuera del plano puede ser

limitada efectivamente y se puede prevenir la fisuración y el agrietamiento cuando se provee de un “espacio de respiro” al terminar la soldadura del atiesador alejado de las soldaduras de alma-ala. La distancia no soldada no debe exceder seis veces el espesor del alma de manera tal que no ocurra el pandeo como columna del alma dentro de la longitud no soldada.

- (4) Para soldaduras de filete que ocurren en lados opuestos a un plano común, es difícil poder depositar una soldadura continua alrededor de la esquina desde un lado hacia el otro sin dañar la esquina de las partes conectadas; por lo tanto las soldaduras deben ser interrumpidas en la esquina (ver la Figura C-J2.9).

FIGURA C-J2.9.
Detalles para soldaduras de filete que ocurren a lados opuestos de un plano en común.



3. Soldaduras de Tapón y de Ranura

Una soldadura de tapón es una soldadura hecha en un agujero circular en un miembro de una junta fusionando aquel miembro a otro miembro. En cambio una soldadura de ranura es una soldadura realizada en una perforación alargada para una junta fusionando un miembro con otro. Ambas soldaduras de tapón y de ranura son solo aplicadas para juntas de empalme. Se debe tener cuidado cuando se aplican soldaduras de tapón y de ranura a estructuras solicitadas por carga cíclica ya que el desempeño de fatiga de estas soldaduras es limitado.

La soldadura de filete aplicada en un agujero o ranura utilizada típicamente para conectar tableros de acero a las vigas de soporte no es una soldadura de tapón o ranura.

3a. Área Efectiva

Cuando se detallan soldaduras de tapón y de ranura de acuerdo con la Sección J2.3b, la resistencia de la soldadura es controlada por el tamaño del área fusionada entre la soldadura y el metal base. Para determinar el área efectiva se utiliza el área total del agujero o ranura.

3b. Limitaciones

Se limita el uso de soldaduras de tapón y de ranura a situaciones donde son solicitados solamente en corte, o donde son utilizados para prevenir que elementos de una sección sufran de pandeo, tal como una plancha de refuerzo del alma en secciones laminadas altas. Se permiten las soldaduras de tapón y de canal ranura solamente donde las cargas aplicadas resultantes sean sólo de corte entre los materiales unidos – estos no son utilizados para resistir cargas de tracción directas.

4. Resistencia

La resistencia de las soldaduras está gobernada por la resistencia tanto del material base o del metal de soldadura depositado. La Tabla J2.5 presenta las resistencias de soldadura nominal y los factores ϕ y Ω , así como también las limitaciones de los niveles de resistencia del metal de aporte.

La resistencia de una junta que contiene una soldadura de tope con junta de penetración completa (CJP), cargada tanto en tracción o compresión, depende en la resistencia del metal base, y no se necesita calcular la resistencia de la soldadura de tope CJP. Para aplicaciones en tracción, se necesita de la compatibilidad con el metal de aporte, tal como se indica en la Tabla 3.1 de la AWS D1.1. Para aplicaciones en compresión, se permite una disminución de hasta 715 kgf/cm^2 (70 MPa) en la resistencia del metal de aporte, lo que es equivalente a un nivel de resistencia.

Las soldaduras de tope CJP solicitadas en tracción o compresión paralela al eje de la soldadura, tales como esquinas soldadas de tope de columnas cajón, no transfieren cargas principales a través de la junta. En casos tales como éste, no se necesita calcular la resistencia de la soldadura de tope CJP.

Las juntas en tracción con soldadura de tope CJP son realizadas para proveer una resistencia equivalente a la del metal base, por lo tanto se necesita de la compatibilidad o ajuste de la resistencia del metal de aporte con la resistencia del miembro. Se ha demostrado que las soldaduras de tope CJP no exhiben fallas en compresión aún cuando ellas sean compatibles. La cantidad de sub-ajuste no ha sido establecida antes de que ocurran deformaciones inaceptables, pero se considera conservador y por lo tanto se permite un nivel de resistencia estándar. Las juntas en las cuales, la resistencia de la soldadura es calculada en base a la resistencia por clasificación del metal de aporte pueden ser diseñadas utilizando cualquier resistencia del metal de aporte menor o igual a la del metal compatible. La selección del metal de aporte aún está sujeto a la conformidad respecto de la AWS D1.1.

La resistencia en compresión nominal de juntas con soldadura de tope de penetración parcial (PJP) es mayor que otras juntas debido a que no se observan estados límites de compresión en el metal de soldadura hasta que se sobrepasa significativamente la resistencia de fluencia.

Las conexiones que contienen soldaduras de tope PJP diseñadas para soportar cargas de acuerdo con la Sección J1.4(b), y donde la conexión es solicitada en compresión, no se limitan su capacidad por la soldadura debido a que el metal base que la rodea puede transferir las cargas de compresión. Cuando no se diseña de acuerdo con la Sección

J1.4(b), se debe diseñar una conexión similar que considere la posibilidad que tanto la soldadura como el metal base pueden ser el componente crítico de la conexión.

El factor de 0,6 en F_{EXX} para la resistencia en tracción de soldaduras de tope PJP es una reducción arbitraria que se ha efectuada desde comienzos de 1960 para compensar el efecto de muescas en el área no fusionada de la junta, la incertidumbre en la calidad de la raíz de la soldadura debido a que el desarrollo de una evaluación no destructiva es imposible, y también el déficit en los requisitos de tenacidad específicos para el metal de aporte. Esto no significa que el modo de falla en tracción sea por tensiones de corte en la garganta efectiva, como sucede en soldaduras de filete.

Los empalmes de columna han sido conectados históricamente con relativamente poca soldadura de tope PJP. Frecuentemente, se dispone de ayudas de montaje para resistir las cargas de construcción. Se pretende que las columnas estén en contacto en los empalmes y en las planchas base. La Sección M4.4 reconoce que, en el resultado como ajustado, el contacto a través de la junta puede no ser consistente y por lo tanto esta sección provee reglas para asegurar un poco de contacto que límite la deformación potencial del metal de soldadura y del material que lo rodea. Estas soldaduras están consideradas para mantener las columnas en su lugar, no para transferir las cargas de compresión. Además, los efectos de muy pequeñas deformaciones en los empalmes de columnas son tomados en cuenta por las prácticas normales de construcción. De la misma forma, los requisitos para planchas base y la práctica normal de construcción aseguran un poco de apoyo en las bases. Por lo tanto no necesita ser considerada la tensión de compresión en el metal de soldadura ya que el metal de soldadura se deformará y consecuentemente se detendrá cuando las columnas soporten la carga.

Otras juntas con soldadura de tope PJP conectan miembros que pueden ser solicitados por cargas imprevistas y pueden ser ajustadas mediante una separación. Cuando estas conexiones son realizadas para servir de soporte, el ajuste puede no ser el adecuado tal como se especifica en la Sección M4.4 pero algo de soporte es anticipado de manera que la soldadura sea diseñada para resistir las cargas definidas en la Sección J1.4(b) utilizando los factores, resistencias y áreas efectivas de la Tabla J2.5. Cuando las juntas conectan miembros que no sirven de soporte, las soldaduras son diseñadas para la carga total requerida utilizando las resistencias disponibles, y las áreas de la Tabla J2.5.

En la Tabla J2.5 la resistencia nominal de soldaduras de filete es determinada utilizando el área de garganta efectiva, mientras que la resistencia de las partes conectadas es gobernada por sus respectivos espesores. La Figura C-J2.10 ilustra los planos de corte para las soldaduras de filete y el material base:

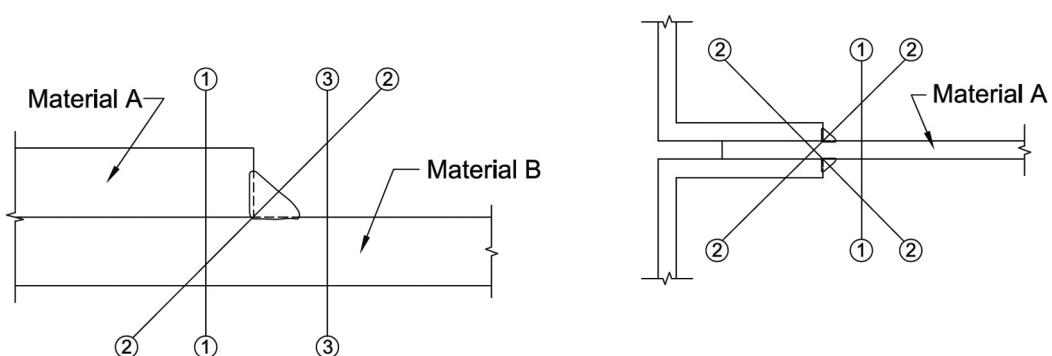
- (1) Plano 1-1, en donde la resistencia es gobernada por la resistencia de corte del material A.
- (2) Plano 2-2, en donde la resistencia es gobernada por la resistencia de corte del metal de soldadura.
- (3) Plano 3-3, en donde la resistencia es gobernada por la resistencia de corte del material B.

La resistencia de la junta soldada es la menor de las resistencias calculadas en cada plano de transferencia de corte. Hay que advertir que los planos 1-1 y 3-3 se ubican lejos de las

áreas fusionadas entre la soldadura y el material base. Los ensayos han demostrado que la tensión en el área fusionada no es crítica cuando se determina la resistencia de corte de las soldaduras de filete (Preece, 1968).

Los planos de corte para soldaduras de tapón y de tope PJP se muestran en la Figura C-J2.11, para la soldadura y el metal base. Generalmente el metal base gobernará la resistencia en corte.

FIGURA C-J2.10.
Planos de corte para soldaduras de filete solicitados por corte longitudinal.



Cuando un grupo de soldaduras es solicitado en corte por una carga externa que no actúa a través del centro de gravedad del grupo, la carga es excéntrica y tenderá a causar una rotación y translación relativa entre las partes conectadas por la soldadura. El punto, respecto del cual sólo hay rotación es llamado el centro instantáneo de rotación. Su ubicación depende de la excentricidad de la carga, la geometría del grupo de soldadura, y de la deformación de la soldadura en diferentes ángulos de la fuerza elemental resultante relativa al eje de la soldadura.

Se puede suponer que la resistencia individual de cada elemento unitario de soldadura actúa en una línea perpendicular al rayo que pasa a través del centro instantáneo de rotación y de la ubicación del elemento (ver la Figura C-J2.12).

La resistencia última de corte de los grupos de soldadura puede ser obtenida a partir de las relaciones de carga-deformación de un elemento unitario de soldadura. Esta relación fue publicada originalmente en Butler y otros (1972) para electrodos E60. Las curvas para electrodos E70 fueron reportados por Lesik y Kennedy (1990).

A diferencia de la relación carga-deformación para pernos, el desempeño de resistencia y deformación en las soldaduras es dependiente del ángulo que produce la fuerza elemental resultante con el eje del elemento de soldadura tal como se muestra en la Figura C-J2.12. La relación carga-deformación real para soldaduras se da en la Figura C-J2.13, obtenida de Lesik y Kennedy (1990). La siguiente es fórmula de resistencia de soldadura R_n :

FIGURA C-J2.11.
Planos de corte para soldaduras de tapón y de tope con junta de penetración parcial (PJP).

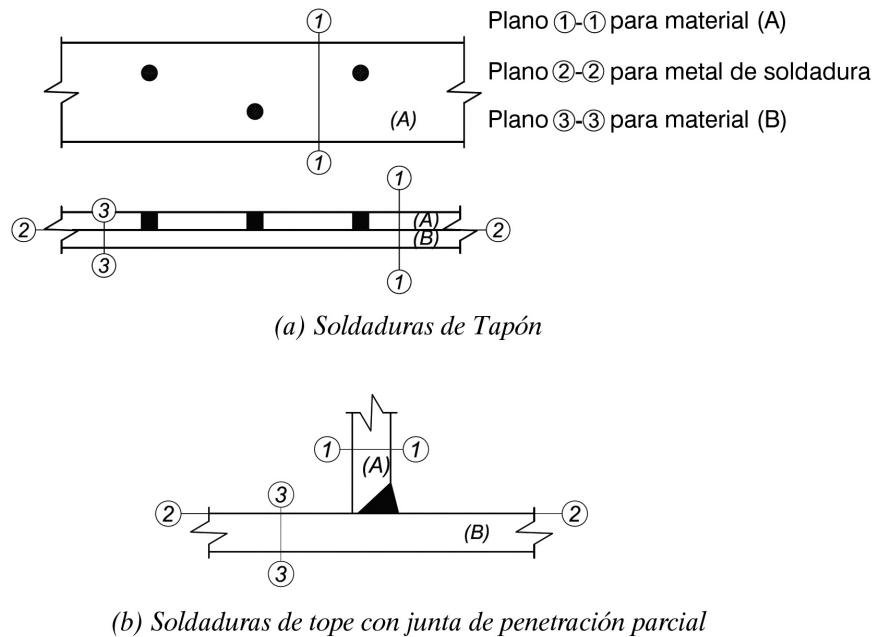
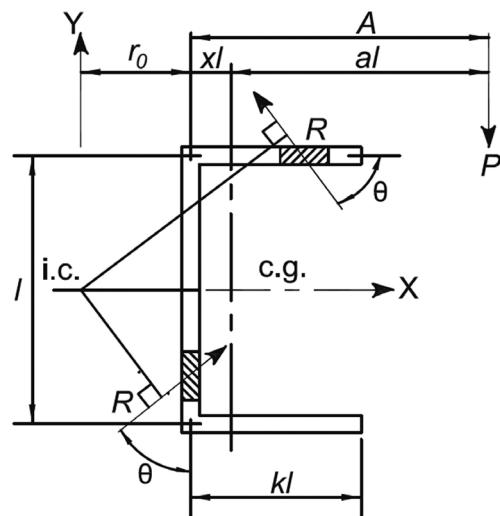
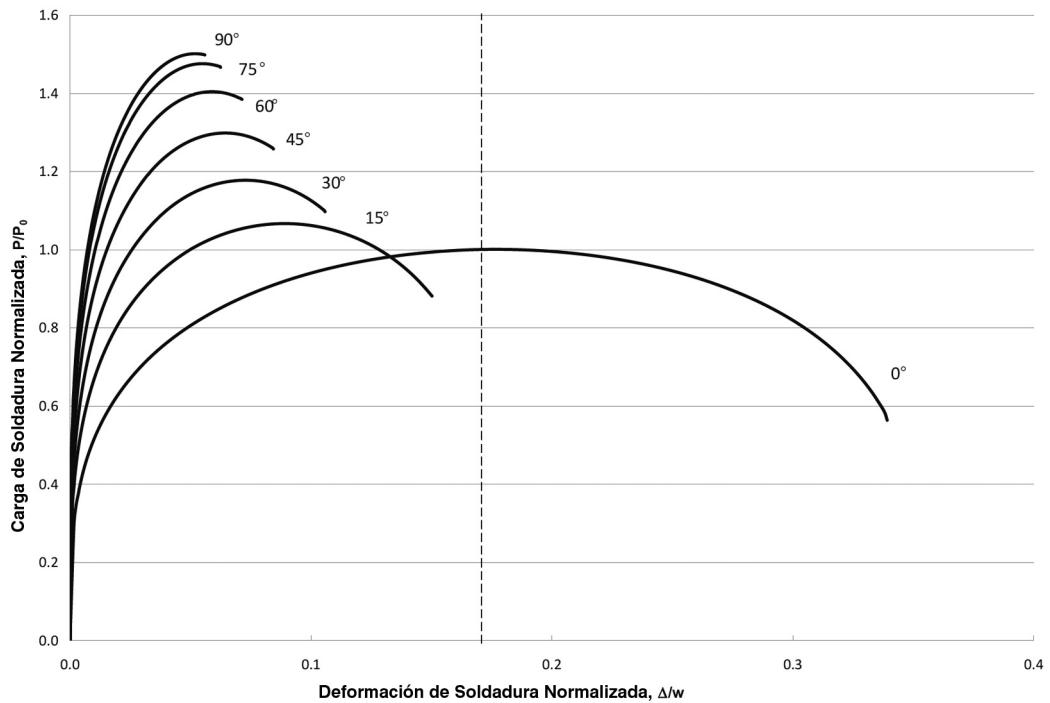


FIGURA C-J2.12.
Nomenclatura del elemento de soldadura.



$$R_n = 0,60(1,0 + 0,50\sin^{1,5}\theta)F_{EXX}A_w \quad (\text{C-J2-1})$$

FIGURA C-J2.13.
Relación carga/deformación.



Debido a que la resistencia máxima esta limitada por $0,60F_{EXX}$ para soldaduras longitudinales ($\theta = 0^\circ$), esta Especificación suministra, en el coeficiente de la ecuación reducida, un margen razonable para cualquier variación en las técnicas y procedimientos de soldado. Para eliminar posibles dificultades de cálculo, la deformación máxima en los elementos de soldadura es limita a $0,17 w$. Para comodidad del diseño, una fórmula elíptica simple se utiliza para $f(p)$ de manera tal de aproximar el polinomio derivado empíricamente en Lesik y Kennedy (1990). Antes del 2010, el incremento en la resistencia en la soldadura de filete estaba restringido a grupos de soldaduras cargados en el plano de el grupo de soldaduras. Ensayos por Gomez y otros (2008) indican que el incremento de resistencia definido en la Ecuación J2-5 no tiene que ser restringido a las cargas en el plano.

Se debe satisfacer que la resistencia total de todos los elementos de soldadura combinados resistan la carga excéntrica y, cuando se ha seleccionado correctamente la ubicación del centro instantáneo de rotación, se satisfagan las ecuaciones de la estática ($\sum F_x = 0$, $\sum F_y = 0$, $\sum M = 0$) en los tres planos. Se han desarrollado técnicas numéricas, tales como las de Brandt (1982), que ubican el centro instantáneo de rotación sujeto a tolerancias de convergencia.

5. Combinación de Soldaduras

Cuando se determina la resistencia de una combinación de soldaduras de tope PJP y de filete contenido dentro de una misma junta, la dimensión de garganta total no es la adición simple de la garganta de soldadura de filete y de tope. En tales casos, se debe

determinar la garganta resultante de la soldadura combinada (la menor dimensión desde la raíz hasta la cara de la soldadura final) y el diseño debe estar basado en tal dimensión.

6. Requisitos del Metal de Aporte

Las tensiones aplicadas y residuales, y las discontinuidades geométricas debidas a las pletinas de respaldo con efectos de muescas asociados, contribuyen a la formación de fracturas. Además, algunos metales de soldadura en combinación con ciertos procedimientos dan como resultado soldaduras con muy poca tenacidad. Por lo tanto, esta Especificación necesita de una tenacidad mínima especificada para los metales de soldadura en aquellas juntas que son solicitadas por tensiones aplicadas significativas y por demandas de tenacidad. El nivel de tenacidad requerido es seleccionado como un nivel más conservador que el requisito del metal base para perfiles laminados con un espesor de ala que excede de 50 mm.

7. Metal de Soldadura Mezclado

Pueden ocurrir problemas cuando metales de soldadura incompatibles son utilizados en forma combinada, y se requerirá proveer tenacidad al metal de soldadura compuesta. Por ejemplo, soldaduras de punto depositadas utilizando un proceso de auto-protección con reductores de aluminio en los electrodos, posteriormente cubiertas por pasadas de soldadura SAW puede resultar en un metal de soldadura compuesto con baja tenacidad, a pesar del hecho que cada proceso puede entregar independientemente un metal de soldadura tenaz.

Se limita la preocupación potencial sobre el mezclado de tipos de metal de soldadura a las situaciones donde uno de los dos metales es depositado por un proceso de soldadura al arco con núcleo de flujo auto-protegido (FCAW). Los cambios en las propiedades de tracción y elongación han demostrado ser de consecuencias insignificantes. Se dispone comercialmente de muchas combinaciones de soldadura FCAW y de otros procesos compatibles.

J3. PERNOS Y PARTES ROSCADAS

1. Pernos de Alta Resistencia

En general, con las excepciones entregadas en esta Especificación, se requiere el uso de pernos de alta resistencia en conformidad con las disposiciones de la *Specification for Structural Joints Using High Strength Bolts* (RCSC, 2009) tal cual fue aprobado por el Consejo de Investigación en Conexiones Estructurales. Para una revisión de las propiedades y uso de los pernos de alta resistencia, véase Kulak (2002).

Ocasionalmente surge la necesidad de utilizar pernos de alta resistencia de diámetros y longitudes en exceso a aquellas disponibles por pernos ASTM A325 o A325M y ASTM A490 o A490M (o longitudes que exceden las disponibles para dichos grados). Para juntas que requieran de diámetros en exceso de 38 mm o longitudes en exceso de cerca de 200 mm, la Sección J3.1 permite el uso de pernos ASTM A449 y barras con hilo ASTM A354 Grado BC y BD. Hay que considerar que las barras de anclaje deben ser de un material especificado preferentemente como ASTM F1554.

Los pernos de alta resistencia han sido agrupados por niveles de resistencia en dos categorías:

- Los pernos del Grupo A tienen una resistencia similar a los pernos ASTM A325
- Los pernos del Grupo B tienen una resistencia similar a los pernos ASTM A490

La instalación de apriete ajustado es el procedimiento de instalación más económico y es permitido para pernos en conexiones del tipo aplastamiento, excepto donde el pretensado es requerido en la Especificación. Solo en pernos del Grupo A en tracción o corte en combinación con tracción y en pernos del Grupo B en corte, donde la degradación o la fatiga no son consideraciones de diseño, es permitido que sean instalados mediante apriete ajustado. Se han efectuado dos estudios para investigar las posibles reducciones en la resistencia debido a diferentes niveles de pretensión en pernos dentro de la misma conexión. Los estudios encontraron que no hay una pérdida de resistencia significativa como resultado de la presencia de diferentes pretensiones en los pernos dentro de la misma conexión, incluso con conectores ASTM A490. Ver Comentario Sección J3.6 para mayor detalle.

No hay pretensiones mínimas o máximas para la instalación de pernos por apriete ajustado. El único requisito es que los pernos logren que las planchas tengan un firme contacto. Dependiendo del espesor del material y la posible distorsión debido al soldado, las porciones de las conexiones no deben estar en contacto.

Existen casos prácticos en el diseño de estructuras donde el deslizamiento de las conexiones es deseable para permitir la expansión y la tracción de la junta de una manera controlada. A pesar de que se requiere de cualquier transferencia de carga en la dirección normal a la dirección de deslizamiento, las tuercas deben ser apretadas a mano con una llave de palanca y luego ajustarla mediante un cuarto de vuelta adicional. Más aún, se aconseja deformar los hilos del perno o utilizar una tuerca de fijación o tuerca de seguridad para asegurar que la tuerca no se desprenda bajo condiciones de servicio. La deformación del hilo se realiza comúnmente con cincel y martillo aplicados en una ubicación. Hay que resaltar que no se recomienda que la tuerca tenga soldadura de punto sobre el hilo del perno.

2. Tamaño y Uso de los Agujeros

Perforaciones estándar o de ranura corte transversales a la dirección de la carga son ahora permitidos para todas las aplicaciones que cumplen con los requisitos de la Especificación. Además, para dar cierta libertad de ajuste cuando se aploma un marco durante su montaje, se permiten tres tipos de agujeros alargados, sujeto a la aprobación de la inspección técnica. Los tamaños máximos nominales de estos agujeros se entregan en la Tabla J3.3 o J3.3M. Se restringe el uso de estos agujeros alargados sólo a conexiones realizadas con pernos y está sujeto a las disposiciones de las secciones J3.3 y J3.4.

3. Espaciamiento Mínimo

Las dimensiones de espaciamiento mínimo de 2-2/3 veces y 3 veces el diámetro nominal son para facilitar la construcción y no satisfacen necesariamente los requisitos de resistencia de aplastamiento y desgarre de la Sección J3.10.

4. Distancia Mínima al Borde

En ediciones anteriores de la Especificación, las distancias mínimas al borde se entregaban separadas en la Tabla J3.4 y en la Tabla J3.4M para bordes cortados y para bordes laminados o cortados térmicamente. Las secciones J3.10 y J4 son para prevenir los límites de aplastamiento y desgarre, estando disponibles para el uso en bordes ya sean con cortado térmico, o aserrados y cortados, las que deben ser cumplidas para todas las perforaciones de los pernos. De acuerdo con lo anterior, las distancias al borde en las Tablas J3.4 y J3.4M son estándares relativos a la mano de obra, no siendo dependientes de las condiciones de borde o del método de fabricación.

5. Distancia a los Bordes y Espaciamiento Máximo

Limitar la distancia al borde en no más de 12 veces el espesor de la parte conectada, pero no más que 150 mm, tiene el propósito de eliminar la humedad en la eventualidad que la pintura falle, y con esto prevenir la corrosión entre las partes que puedan acumularla y forzar a estas partes a separarse. Se requieren de limitaciones más restrictivas para las partes conectadas sin pintar con acero expuesto a corrosión atmosférica.

El espaciamiento máximo se aplica solo a elementos consistentes de un perfil y de una o dos planchas. Para elementos tales como ángulos espalda-espalda no sujetos a corrosión, el espaciamiento longitudinal debe ser el requerido según requisitos estructurales.

6. Resistencia de Tracción y Corte de Pernos y Partes Roscadas

La solicitud en tracción de conectores es acompañada usualmente de un poco de flexión debido a la deformación de las partes conectadas. Por lo tanto, el factor de resistencia, ϕ , y el factor de seguridad, Ω , son relativamente conservadores. Los valores de tensión de tracción nominal en la Tabla J3.2 fueron obtenidos de la ecuación:

$$F_{nt} = 0,75F_u \quad (\text{C-J3-2})$$

El factor 0,75 incluido en esta ecuación considera la razón aproximada entre el área efectiva de la porción roscada y el área del vástago para tamaños comunes de pernos. De esta forma A_b se define como el área del cuerpo no roscado del perno y el valor entregado para F_{nt} en la Tabla J3.2 se calcula como $0,75F_u$.

La resistencia de tracción entregada por la Ecuación C-J3-2 es independiente de si el perno fue instalado inicialmente con pretensionado o con apriete ajustado. Ensayos recientes confirman que el desempeño de los pernos ASTM A325 y A325M en tracción no solicitados por fatiga no se ven afectados por la condición de instalación original (Amrine y Swanson, 2004; Jonson, 1996; Murria, Kline, y Rojani, 1992). Si bien la ecuación fue desarrollada para conexiones apernadas, también es aplicada conservadoramente para partes roscadas (Kulak y otros, 1987).

Para pernos ASTM A325 y A325M, no se hace ninguna distinción entre diámetros pequeños y grandes, aunque la resistencia última mínima especificada, F_u , es menor para pernos con diámetros de más de 24 mm. Se tiene la sensación que tal refinamiento no se justifica, particularmente por la naturaleza conservadora del factor de resistencia, ϕ , y el

factor de seguridad, Ω , la razón aumentada entre área en tracción y área bruta, y otros factores compensatorios.

Los valores de tensión de corte nominal de la Tabla J3.2 fueron obtenidos por medio de las siguientes ecuaciones:

(a) Cuando la rosca está excluida de los planos de corte

$$F_{nv} = 0,563F_u \quad (\text{C-J3-3})$$

(b) Cuando la rosca no está excluida de los planos de corte

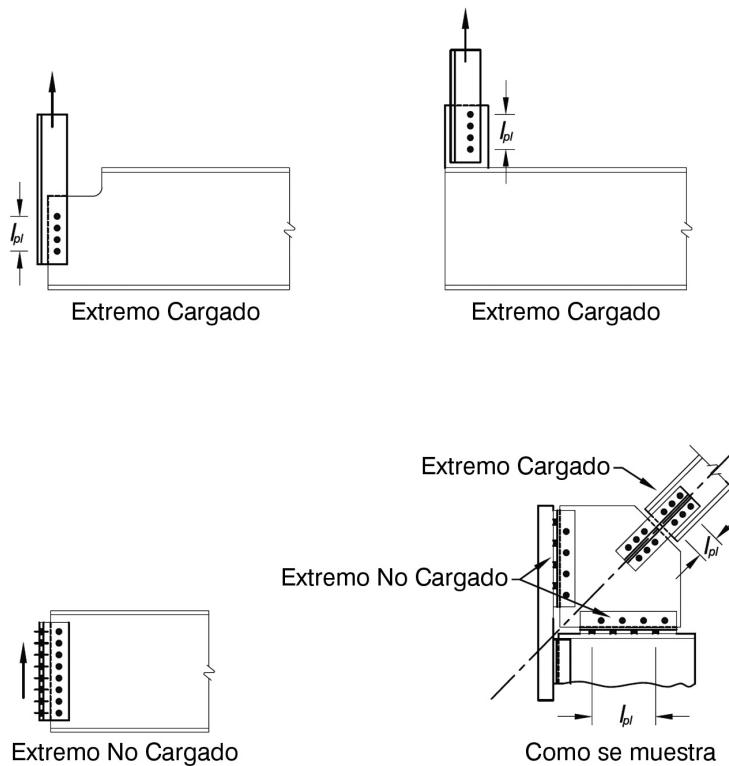
$$F_{nv} = 0,450F_u \quad (\text{C-J3-4})$$

El factor 0.563 toma en cuenta el efecto de la razón corte/tracción de 0.625 y un factor de reducción de 0.9. El factor 0,450 es el 80% de 0.563, los que consideran el efecto de corte y el área reducida de la porción roscada del conector cuando el hilo esta incluido en el plano de corte. El factor de reducción inicial de 0,90 es impuesto en conexiones con longitudes mayores o iguales a 965 mm. El factor de resistencia, ϕ , y el factor de seguridad, Ω , para corte en conexiones del tipo aplastamiento en combinación con el factor inicial de 0.90, acomoda el efecto de deformaciones diferenciales y efectos de segundo orden en conexiones menores o iguales a 965 mm en longitud.

En conexiones consistentes de solo una pequeña cantidad de conectores, el efecto de la deformación diferencial en el corte de los conectores de aplastamiento es despreciable (Kulak y otros, 1987; Fisher y otros, 1978, Tide, 2010). En juntas más largas ya sea traccionadas o comprimidas, la deformación diferencial produce una distribución dispareja de la carga entre conectores, aquellos cerca del extremo tomando una parte desproporcionada de la carga total, de manera tal que se reduce la resistencia máxima por conector. Esta Especificación no limita la longitud pero necesita que el factor inicial 0,90 sea remplazado por 0,75 al determinar la resistencia al corte de pernos en conexiones con una longitud mayor a 965 mm. En vez de incorporar otra columna de valores de diseño, los valores apropiados son obtenidos de multiplicar los valores tabulados por $0,90/0,75 = 0,833$.

La discusión anterior se refiere a conexiones cargadas en tracción o en compresión en sus extremos, pero para conexiones con longitudes menores a 965 mm es aplicable por razones de simplicidad para, todas las conexiones. Para las conexiones de corte empleadas en vigas y girders, con longitudes mayores a 965 mm no hay necesidad de hacer un segunda reducción. Ejemplos de conexiones cargadas y no cargadas en los extremos son mostradas en la Figura C-J3.1.

FIGURA C-J3.1.
Ejemplos de conexiones con y sin carga en los extremos:
 L_{pl} = longitud del patrón de conectores



Al determinar la resistencia al corte de un conector, el área A_b , es multiplicada por el numero de los planos de corte. A pesar de ser desarrollada para conexiones de pernos, las ecuaciones son también conservadoras para partes hiladas. El valor entregado para pernos ASTM A307 fue obtenido de la Ecuación C-J3-4 pero es especificada para todos los casos sin consideración sobre la posición del hilado.

Información adicional sobre el desarrollo de las disposiciones de esta Sección se puede encontrar en el Comentario de la Especificación RCSC (RCSC, 2009).

En la Tabla J3.2, en el pie de nota c, el que entrega que la reducción especificada de un 1% para cada 1/16 in sobre 5 diámetros para los pernos ASTM A307, es una derivación de la reducción que fue especificada para remaches largos. Al ser las resistencias de los materiales similares se ha decidido que una reducción similar era apropiada.

7. Combinación de Tracción y Corte en Conexiones de Tipo Aplastamiento

Los ensayos han demostrado que la resistencia al aplastamiento de conectores solicitados por una combinación de corte y de tracción debido a cargas externas aplicadas puede ser definida apropiadamente por una elipse (Kulak y otros, 1987). La relación se expresa a continuación:

Para el diseño según Sección B3.3 (LRFD)

$$\left(\frac{f_t}{\phi F_{nt}}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}}\right)^2 = 1 \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{C-J3-5a})$$

Para el diseño según Sección B3.4 (ASD)

$$\left(\frac{\Omega f_t}{F_{nt}}\right)^2 + \left(\frac{\Omega f_v}{F_{nv}}\right)^2 = 1 \quad (\text{ASD}) \quad (\text{C-J3-5b})$$

donde

- f_v = tensión de corte requerida
- f_t = tensión de tracción requerida
- F_{nv} = tensión de corte nominal
- F_{nt} = tensión de tracción nominal.

La relación elíptica puede ser reemplazada, con alguna desviación menor, por tres líneas rectas tal como se muestra en la Figura C-J3.2. La porción inclinada de la representación trilineal tiene la siguiente expresión:

Para el diseño según Sección B3.3 (LRFD)

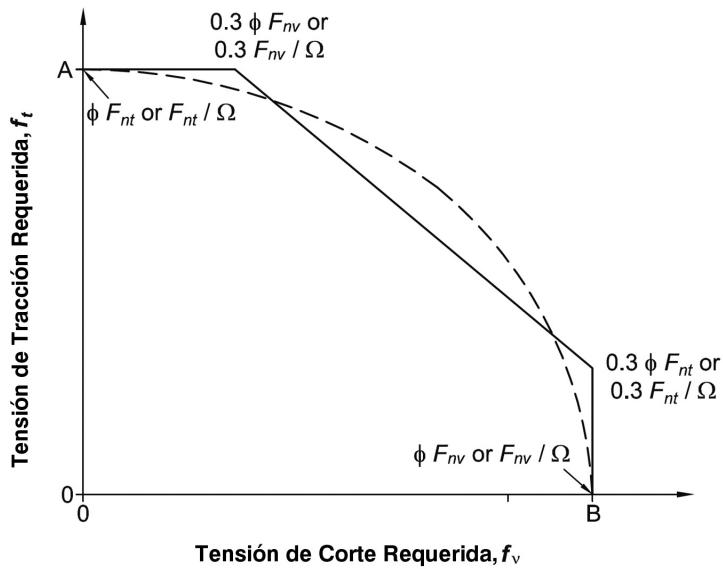
$$\left(\frac{f_t}{\phi F_{nt}}\right) + \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}}\right) = 1.3 \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{C-J3-6a})$$

Para el diseño según Sección B3.4 (ASD)

$$\left(\frac{\Omega f_t}{F_{nt}}\right) + \left(\frac{\Omega f_v}{F_{nv}}\right) = 1.3 \quad (\text{ASD}) \quad (\text{C-J3-6b})$$

que da como resultado las fórmulas ecuaciones J3-3a y J3-3b. (Carter y otros, 1997)

FIGURA C-J3.2.
Aproximación trilineal para la solución elíptica.



Esta última representación tiene la ventaja de que no es necesario una modificación en alguna de las tensiones, en presencia de magnitudes más grandes de un tipo respecto al otro tipo. Hay que resaltar que las Ecuaciones J3-3a y J3-3b pueden ser rescritas de manera tal de encontrar la resistencia de corte nominal por unidad de área, F'_{nv} , como una función de la tensión de tracción requerida, f_t . La expresión es la siguiente:

Para el diseño según Sección B3.3 (LRFD)

$$F'_{nv} = 1.3F_{nv} - \frac{F_{nv}}{\phi F_{nt}} f_t \leq F_{nv} \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{C-J3-7a})$$

Para el diseño según Sección B3.4 (ASD)

$$F'_{nv} = 1.3F_{nv} - \frac{\Omega F_{nv}}{F_{nt}} f_t \leq F_{nv} \quad (\text{ASD}) \quad (\text{C-J3-7b})$$

La relación lineal fue adoptada para ser utilizada en la Sección J3.7; generalmente es aceptable utilizar la relación elíptica (ver la Figura C-J3.1). Una formulación similar utilizando la solución elíptica es la siguiente:

Para el diseño según Sección B3.3 (LRFD)

$$F'_{nv} = F_{nt} \sqrt{1 - \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}} \right)^2} \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{C-J3-8a})$$

Para el diseño según Sección B3.4 (ASD)

$$F'_{nv} = F_{nt} \sqrt{1 - \left(\frac{\Omega f_v}{F_{nv}} \right)^2} \quad (\text{ASD}) \quad (\text{C-J3-b})$$

8. Pernos de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico

Las disposiciones de diseño para conexiones de deslizamiento crítico han permanecido sustancialmente sin cambios por muchos años. Las disposiciones originales, usando perforaciones estándar con 1/16 in. de espacio libre, están basadas en un 10% de probabilidad de deslizamiento para las cargas del código, cuando el apriete es realizado con métodos de llaves calibradas. Esto es comparable a el diseño por deslizamiento para 1.4 a 1.5 veces las cargas del código aproximadamente. Dado que la resistencia al deslizamiento era considerado como un diseño por condición de servicio, se considero que era un factor de seguridad adecuado. En *RCSC Guide to the Design Criteria for Bolted and Riveted Joints* (Kulak y otros, 1987) las disposiciones fueron revisadas con tal de incluir perforaciones de sobretamaño y ranurados (Allan y Fisher, 1968). Las disposiciones revisadas incluyen una reducción en la resistencia admisible de un 15% para perforaciones de sobretamaño, de 30% para ranuras largas perpendiculares a la dirección de la carga y de un 40% para ranuras largas paralelas a la dirección de la carga.

Excepto por cambios menores y disposiciones incorporadas para LRFD, el diseño de conexiones de deslizamiento crítico permanecieron sin cambios hasta la Especificación AISC 2005 agregando un mayor nivel de confiabilidad para las conexiones de deslizamiento crítico diseñadas para el uso donde el ingeniero a cargo lo seleccione. La razón de incorporar estas disposiciones tiene dos propósitos. Primero, el uso de conexiones de deslizamiento crítico con perforaciones de sobretamaño se ha vuelto muy popular debido a la economía que entregan, especialmente para largos enrejados apernados y en sistemas de arriostramientos verticales pesados. Mientras el Comentario de la Especificación RCSC indica que solo el ingeniero a cargo puede determinar si el potencial deslizamiento para cargas de servicio puede reducir la habilidad del marco para resistir cargas mayoradas, esta no entrega ninguna guía de cómo hacer esto. La Especificación 2005 entrega un procedimiento de diseño para resistir el deslizamiento bajo cargas mayoradas si el deslizamiento de servicio bajo cargas mayoradas puede reducir la habilidad de la estructura para soportar cargas mayoradas.

Segundo, muchos de estos detalles de conexiones requieren de grandes planchas de relleno. Existía la interrogante sobre la necesidad de desarrollar estos rellenos y de cómo hacerlo. La Especificación LRFD 1999 constata como una alternativa al desarrollo del relleno “la junta deberá ser diseñada como de deslizamiento crítico.” La Especificación RCSC enumera, “La junta deberá ser diseñada como una junta de deslizamiento crítico. La resistencia al deslizamiento de la junta no deberá ser reducida ante la presencia de planchas de relleno. Ambas especificaciones requieren que la unión sea verificada como una conexión de aplastamiento, lo cual normalmente requiere del desarrollo de grandes planchas de relleno.

La respuesta a ambos tópicos parece ser el entregar un método para el diseño de conexiones con perforaciones de sobretamaño para resistir el deslizamiento al nivel de resistencia y que no requieran de verificar la resistencia de aplastamiento de la conexión. Con tal de determinar esto fue necesario primero el determinar tan exacto como sea posible la resistencia al deslizamiento que existía para perforaciones de sobretamaño. Luego fue necesario el establecer cuál podría ser un nivel adecuado de resistencia al deslizamiento para poder decir que la conexión podría resistir el deslizamiento bajo cargas mayoradas.

Tres grandes proyectos de investigación formaron las fuentes básicas para el desarrollo de las disposiciones de la Especificación 2010 para las conexiones de deslizamiento crítico:

- (1) Dusicka y Iwai (2007) evaluaron conexiones de deslizamiento crítico con planchas de relleno para Research Council on Structural Connections. El trabajo entrega resultados relevantes para todas las conexiones de deslizamiento crítico con planchas de relleno.
- (2) Grondin y otros (2007) es un estudio de dos partes que reúne datos de resistencia al deslizamiento de todas las fuentes conocidas y analiza la confiabilidad de conexiones SC indicadas por los datos. Un sistema estructural tipo-un enrejado de techo con vanos de gran longitud- es evaluado para ver si el deslizamiento requiere de una mayor confiabilidad en conexiones de deslizamiento crítico.
- (3) Borello y otros (2009) realizaron 16 ensayos a gran escala de conexiones de deslizamiento crítico para perforaciones estándar y de sobretamaño con y sin planchas de relleno.

Las discusiones consideradas en el desarrollo e investigación de las disposiciones de la Especificación 2010 en deslizamiento crítico incluyen lo siguiente:

Coeficientes de Deslizamiento para Superficies Clase A. Grondin y otros (2007) evaluaron rigurosamente los procedimientos de ensayos y eliminaron un número sustancial de ensayos que no reunían el protocolo requerido. El resultado fue una recomendación para el coeficiente de deslizamiento para superficies Clase A entre 0.31 y 0.32. Parte del problema es la variabilidad de lo que es considerado un fresado limpio. Datos disponibles en superficies galvanizadas indican que se requiere de mayor investigación, American Galvanizers Association está patrocinando una serie de ensayos para determinar si cambios adicionales en el coeficiente de deslizamiento son necesarios para este tipo de superficies.

Coeficientes de Deslizamiento para Superficies Clase B. Basado en la revisión de ensayos de deslizamiento de los fabricantes de pinturas y los resultados de la resistencia a deslizamiento de conexiones (Borello y otros, 2009), un ligero incremento de el coeficiente de deslizamiento para superficies Clase B podría ser posible, aunque los datos disponibles son insuficientes para realizar cambios en la Especificación 2010.

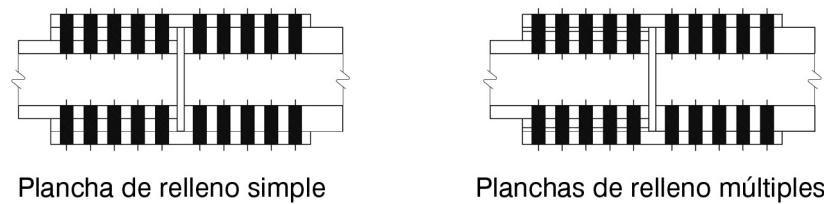
Perforaciones de Sobretamaño y Pérdida de Pretensión. Borello y otros (2009) confirma que no hay perdida de pretensión adicional, y que las conexiones con perforaciones de sobretamaño tienen una resistencia al deslizamiento similar al grupo de control con agujeros estándar.

Pretensión Elevada con el Método del Giro de Tuerca. La dificultad en conocer en avance que método de pretensionado será empleado resulta en dejar un valor de D_u de 1.13 tal como se establece para el método de la llave calibrada. Sin embargo, la Especificación permite el uso de un valor de D_u mayor cuando es aprobado por el ingeniero a cargo.

Resistencia Corte/Aplastamiento. Borello y otros (2009) e Iwai (2007) verifica que conexiones con perforaciones de sobretamaño, sin importar el tamaño de la plancha de relleno, pueden desarrollar la resistencia de aplastamiento disponible cuando la plancha de relleno es desarrollada. Existen algunas variaciones en la resistencia de corte con el tamaño de la plancha de relleno pero la máxima reducción de la plancha de relleno fue de aproximadamente un 15 cuando no fue desarrollada.

Planchas de Relleno en Conexiones de Deslizamiento Crítico. Borello y otros (2009) indica que el espesor de la plancha de relleno no reduce la resistencia al deslizamiento de la conexión. Borello y otros y Dusicka y Iwai (2007) indican que múltiples planchas de relleno, tal como se muestra en Figura C-J3.3, reducen la resistencia al deslizamiento. Fue determinado que un factor por el número de planchas de relleno debe ser incluido en la ecuación de diseño. Una plancha soldada a el miembro conectado o a la plancha de conexión no es una plancha de relleno y no requiere del factor de reducción.

FIGURA C-J3.3.
Configuración de planchas de relleno.



Las disposiciones de la Especificación 2010 para conexiones de deslizamiento crítico están basadas en las siguientes conclusiones:

- El promedio y el coeficiente de variación en conexiones de deslizamiento crítico Clase A sostiene el uso de $\mu=0,31$, no 0,33 o 0,35. Se esperaba que el uso de $\mu=0,30$ alcanzara una consistente mayor confiabilidad mientras se usa el mismo factor de resistencia y de seguridad para ambas clases de deslizamiento.
- Un factor, h_f , el que refleja el uso de múltiples planchas de relleno, fue incorporado a la ecuación para la resistencia nominal al deslizamiento resultando en

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (\text{C-J3-9})$$

donde

h_f = factor para las planchas de relleno; coeficiente que refleja la reducción en el deslizamiento debido a múltiples planchas de relleno.

- D_u es definido como un parámetro derivado de análisis estadísticos para calcular la resistencia nominal al deslizamiento de promedios estadísticos desarrollados como una función del método de instalación y la pretensión especificada mínima y el nivel de probabilidad de deslizamiento seleccionado.
- La superficie de las planchas de relleno deben estar preparadas para el mismo o para un mayor coeficiente de deslizamiento así como la otra superficie que aprieta en la conexión.
- La reducción en el diseño de resistencia al deslizamiento para agujeros de sobretamaño y de ranura no es debida a una reducción en resistencia al deslizamiento ensayada sino que es un factor empleado para reflejar la consecuencia del deslizamiento. Este era continuo en el nivel de 0.85 pero claramente documentado como un factor que incrementa la resistencia al deslizamiento de la conexión.

La Especificación también reconoce un tipo especial de conexión resistente al deslizamiento para el uso en miembros armados en compresión en la Sección E6 donde pernos pretensionados y una mínima superficie Clase A es requerida aunque la conexión es diseñada usando la resistencia de aplastamiento de los pernos. Ésta está basada en la necesidad de prevenir el movimiento relativo entre elementos de el miembro en compresión en sus extremos.

TABLA C-J3.1. Factores de confiabilidad, para Resistencia al Deslizamiento					
Grupo	Clase	Método del Giro de Tuerca		Otros Métodos	
		Agujero Estándar	Agujero de Sobretamaño	Agujero Estándar	Agujero de Sobretamaño
Grupo A (A325)	Clase A ($u=0.30$)	2,39	2,92	1,21	1,8
	Clase B ($u=0.50$)	2,78	3,52	1,48	2,16
Grupo B (A490)	Clase A ($u=0.30$)	2,01	2,63	1,31	1,9
	Clase B ($u=0.50$)	2,47	3,20	1,60	2,28

Los niveles de confiabilidad para la resistencia al deslizamiento en agujeros de sobretamaño y de ranura paralela a la carga exceden los niveles de confiabilidad asociados con la resistencia nominal de los miembros principales en la Especificación cuando se emplea el método de pretensionado del giro de la tuerca. La confiabilidad de la resistencia al deslizamiento cuando otros métodos de apriete son empleados exceden los niveles previos y son suficientes para prevenir el deslizamiento a los niveles de carga donde deformaciones inelásticas de las partes conectadas son esperadas. Dado que el efecto de el deslizamiento en perforaciones estándar es menor que la presente en perforación de sobretamaño, los factores de confiabilidad permiten para los agujeros estándar son menores que aquellos para agujeros de sobre tamaño. Los mayores datos en la confiabilidad de estas conexiones permiten el retorno a un único nivel de diseño de la resistencia de

deslizamiento similar a la *Especificación RCSC* (RCSC, 2009) y de versiones anteriores de la Especificación AISC.

9. Combinación de Tracción y Corte en Conexiones de Deslizamiento Crítico

La resistencia al deslizamiento de una conexión de deslizamiento crítico es reducida cuando si existe una tracción aplicada. El factor, K_{sc} , es un coeficiente que reduce la resistencia al deslizamiento nominal entregada por la Ecuación J3-4 como una función de la carga de tracción aplicada.

10. Resistencia de Aplastamiento de Agujeros de Pernos

Las disposiciones para la resistencia de aplastamiento de pasadores difieren de aquellas para la resistencia de aplastamiento de pernos; referirse a la Sección J7.

Los valores de resistencia de aplastamiento son entregadas como una medida de la resistencia del material que soporte el aplaste del perno, no como una forma de proteger el conector, que no necesita tal protección. Por lo tanto, el mismo valor de aplastamiento aplica para todas las juntas apernadas, sin distinción de la resistencia de corte del conector o de la presencia o ausencia de hilo en el área de aplastamiento.

La resistencia de aplastamiento del material puede ser limitada tanto por la deformación de aplastamiento del agujero como por el desgarre (un bloque de corte de perno a perno) del material en donde el perno esta aplastando. Kim y Yura (1996) y Lewis y Zwerneman (1996) han confirmado que las disposiciones de resistencia de aplastamiento para los casos donde la resistencia de aplastamiento nominal R_n es igual a $CdtF_u$ y es igual a 2,4; 3,0 o 2,0 dependiendo de tipo del agujero y/o la aceptación de que el agujero se ovala bajo carga última, tal como se indica en la Sección J3.10. Sin embargo, esta misma investigación indica la necesidad de tener diferentes disposiciones para la resistencia de aplastamiento cuando la falla por desgarre controla el diseño. Por lo tanto se entregan las ecuaciones apropiadas para la resistencia de aplastamiento como una función de la distancia libre L_c , y esta formulación es consistente con la entregada por la *Especificación RCSC* (RCSC, 2009).

Frank y Yura (1981) han demostrado que una elongación de agujero mayor que 6 mm comenzará a desarrollarse generalmente en la medida que la fuerza de aplastamiento es aumentada más allá que $2,4dtF_u$, especialmente si es combinada con una alta tensión última en la sección neta, aunque no ocurra la ruptura. Lo mismo se aplica para un agujero de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la carga, para una fuerza de aplastamiento mayor que $2,0dtF_u$. Un límite superior de $3,0dtF_u$ sirve para anticipar que el agujero se ovale (deformación mayor que 6 mm) en su resistencia máxima.

Además, para simplificar y generalizar tales cálculos de resistencia de aplastamiento, las disposiciones actuales se han basado en formulaciones de distancia libre. Disposiciones anteriores utilizaban las distancias a los bordes y el espaciamiento de pernos medidos entre centro de agujeros con factores de ajuste para tomar en cuenta el tipo y orientación de agujero variables, así como también los requisitos de distancia al borde mínima.

Se ha incorporado una Nota a esta sección señalando que la resistencia efectiva de un perno individual en corte debe ser también limitada por la resistencia de corte dispo-

nible según Sección J3.6 o según la resistencia al aplastamiento en Sección J3.10. La resistencia efectiva de la conexión es la suma de las resistencias efectivas de los pernos individuales. Esto típicamente ocurre cuando la resistencia efectiva de los pernos en los extremos en una conexión es limitada por desgarramiento según se describe arriba. Mientras la resistencia efectiva de algunos pernos en la conexión pueden ser menor que otros, la conexión tiene suficiente ductilidad para permitir que todos los pernos alcancen sus resistencia efectivas individuales.

12 Conectores de Tracción

Con cualquier configuración de conexión donde los conectores transmitan una carga de tracción a la pared de un perfil tubular, debe utilizarse un análisis racional para determinar los estados límites apropiados. Estos deben incluir el mecanismo de línea de fluencia en la pared del perfil tubular y/o el desgarre de la pared del perfil tubular, además de estados límites aplicables para los conectores solicitados a tracción.

J4. ELEMENTOS AFECTADOS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS

Las Secciones J4 y J5 de las ediciones anteriores de la Especificación han sido combinadas en la Sección J4.

1. Resistencia de Elementos en Tracción

Los ensayos han demostrado que la fluencia ocurrirá en la sección bruta antes que la capacidad última de la sección neta sea alcanzada si la razón A_n/A_g es mayor o igual que 0,85 (Kulak y otros, 1987). Debido a que la longitud de los elementos conectores es pequeña comparada con la longitud del miembro, se limita la deformación inelástica de la sección bruta. Por lo tanto, se limita el área neta efectiva A_e de elemento conector a $0,85A_g$ en reconocimiento de la limitada capacidad para deformarse inelásticamente, y para proveer una reserva de capacidad. Los ensayos también han mostrado que A_e puede estar limitado por la habilidad de las tensiones para distribuirse en el miembro. Procedimientos de análisis tales como la sección Whitmore pueden ser empleados para determinar A_e en estos casos.

2. Resistencia de Elementos en Corte

En las ediciones anteriores a la Especificación 2005, el factor de resistencia para fluencia en corte ha sido 0,90, equivalente a un factor de seguridad de 1,67. En ASD, la tensión de fluencia en corte admisible ha sido $0,40F_y$, equivalente a un factor de seguridad de 1,5. Para poder realizar en esta Especificación un alcance LRFD consistente con las ediciones anteriores de la Especificación ASD, los factores de resistencia y de seguridad para fluencia en corte en esta Especificación son 1,0 y 1,5, respectivamente. El incremento en la resistencia de diseño LRFD resultante de aproximadamente 10% se justifica por una larga historia de desempeño satisfactorio en el uso del método ASD.

3. Resistencia de Bloque de Corte

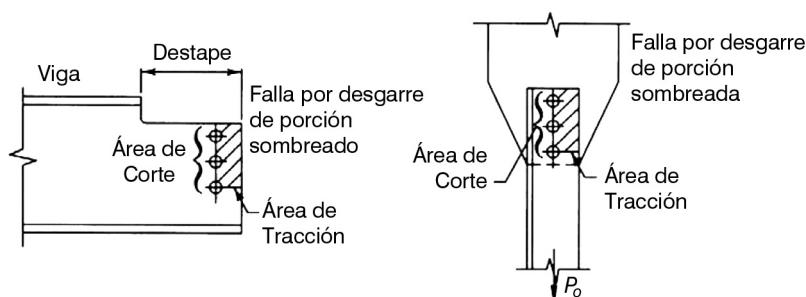
Los ensayos en vigas destajadas indican que el modo de falla de desgarre (ruptura) puede ocurrir a lo largo del perímetro de los agujeros de los pernos tal como se muestra en la Figura C-J4.1 (Birkemoe y Gilmor, 1978). Este modo de bloque de corte combina la falla de tracción en un plano y la falla de corte en el plano perpendicular. La trayectoria de falla se define por los ejes centrales de los agujeros de los pernos.

La modo de falla de bloque de corte no está limitado solamente a vigas con destajes en sus extremos; otros ejemplos se muestran en las Figuras C-J4.1 y C-J4.2. El modo de falla de bloque de corte debe ser revisado alrededor del perímetro de conexiones soldadas.

Esta Especificación ha adoptado un modelo conservador para predecir la resistencia de bloque de corte. El modo de falla en almas de viga y ángulos destajados es diferente que el de gussets debido a que la resistencia de corte está presente solamente en un plano, en cuyo caso debe existir cierta rotación en el bloque del material que está entregando la resistencia total.

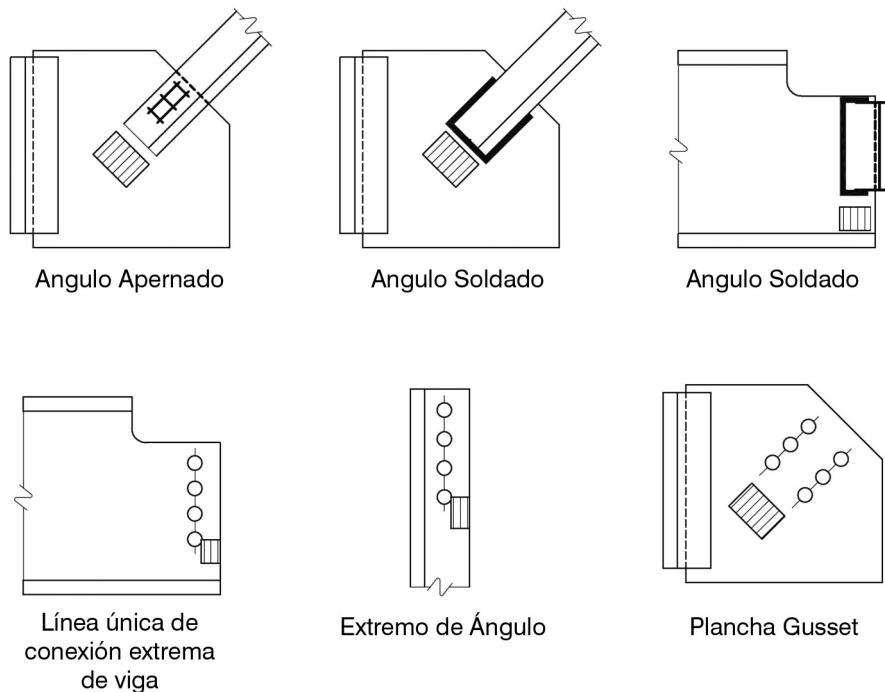
Aunque se observa la falla en tracción a través de la sección neta en el plano extremo, la distribución de tensiones de tracción no siempre es uniforme (Ricles y Yura, 1983; Kulak y Grondin, 2001^a; Hardash y Bjorhovde, 1985). Un factor de reducción, U_{bs} , se ha incluido en la Ecuación J4-5 para aproximar la distribución de tensiones no uniforme en el plano de tracción. La distribución de tensiones es no uniforme en la conexión de dos filas mostrada en la Figura C-J4.2(b) porque las filas de los pernos cercanos al extremo de la viga toman la mayor carga de corte. Para casos no mostrados en la Figura C-J4.2, U_{bs} debe ser tomado como $(1-e/l)$ donde e/l es la razón de excentricidad de la carga al centroide dividido por la longitud del bloque. Esto se ajusta a datos reportados por Kulak y Grondin (2001), Kulak y Grondin (2002), y Yura y otros (1982).

FIGURA C-J4.1.
Superficie de falla para estado límite de bloque de corte.

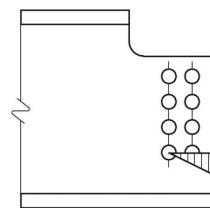


El bloque de corte es un fenómeno de ruptura o desgarre, no un estado límite de fluencia. Sin embargo, la fluencia de la sección bruta en el plano de corte puede ocurrir cuando comienza el desgarre del plano de tracción si $0,60F_u A_{nv}$ excede de $0,60F_y A_{gv}$. Por lo tanto, la Ecuación J4-5 impone que el término $0,60F_y A_{gv}$ no debe ser mayor que $0,60F_u A_{nv}$. La Ecuación J4-5 es consistente con la filosofía del Capítulo D para miembros en tracción donde el área bruta es utilizada para el estado límite de fluencia y el área neta es utilizada para el estado límite de ruptura.

FIGURA C-J4.2
Distribución de tensiones de tracción en bloque de corte.



(a) Casos para los cuales $U_{bs} = 1,0$



Múltiples líneas de
Conectores en extremo de viga

(b) Casos para los cuales $U_{bs} = 0,5$

4. Resistencia de Elementos en Compresión

Para simplificar los cálculos de conexiones, se usa la resistencia nominal de los elementos en compresión $F_y A_g$ cuando la razón de esbeltez del elemento es menor que 25, que es un pequeño aumento sobre el que se hubiera obtenido al utilizar las disposiciones del Capítulo E. Para elementos esbeltos, se deben aplicar las disposiciones del Capítulo E.

J5. PLANCHAS DE RELLENO

Según se describe en el Comentario Sección J3.8, investigaciones publicadas por Borello y otros (2009) han resultado en cambios significativos en el diseño de conexiones apernadas con planchas de relleno. En la Especificación 2010, las conexiones de aplastamiento con planchas de relleno con espesores sobre $\frac{3}{4}$ in. (19 mm), no son más requeridas para ser desarrolladas dado que los pernos son diseñados multiplicando la resistencia de corte por un factor 0,85.

Conexiones de deslizamiento crítico con una plancha de relleno única de cualquier espesor con una preparación adecuada en su superficie ha de ser diseñada sin ninguna reducción respecto su resistencia al deslizamiento. Las conexiones de deslizamiento crítico con múltiples planchas de relleno han de ser diseñadas con ninguna reducción en lo relativo al deslizamiento crítico si se asegura que la unión tiene todas las superficies de apriete con superficies con Clase B o con superficies Clase A en el tensionado con giro de la tuerca. Esta disposición para múltiples planchas de relleno está basada en la confiabilidad adicional de las superficies Clase B o en la elevada pretensión alcanzada con el tensionado de giro de la tuerca.

Las planchas de relleno pueden ser utilizadas en juntas de traslape de conexiones soldadas que empalman partes de diferentes espesores, o donde pueda haber un pequeño espacio en la junta.

J7. RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO

En general, el diseño de resistencia de aplastamiento de superficies laminadas es gobernado por el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local) bajo cargas nominales. La resistencia nominal de aplastamiento de superficies de contacto laminadas excede la resistencia de fluencia pues se obtiene una seguridad adecuada por la resistencia de post-fluencia en la medida que aumenta la deformación. Ensayos en conexiones con pasadores (Johnston, 1939) y con balancines (Wilson, 1934) han confirmado este comportamiento.

J8. BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO DEL CONCRETO

Las disposiciones de esta Sección son idénticas a disposiciones equivalentes en la ACI 318 (ACI, 2002).

J9. BARRAS DE ANCLAJE E INSERTOS

El término “perno de anclaje” es utilizado para barras roscadas insertas en el concreto para anclar el acero estructural. El término “barra” tiene el motivo de indicar claramente que estas son barras roscadas, y no pernos estructurales, y deben ser diseñadas como partes roscadas mediante la Tabla J3.2 utilizando el material especificado en la Sección A3.4.

Generalmente, la mayor fuerza de tracción necesaria para diseñar la barra de anclaje es aquella que producida por el momento de flexión en la base de la columna e incrementada por cualquier levantamiento causado por la tendencia al volcamiento de la edificación bajo carga lateral.

Rara vez el corte en la base de la columna es resistida por el aplastamiento de la plancha base de la columna en contra de las barras de anclaje. Aun considerando el menor coeficiente de deslizamiento posible, la fricción debida a la carga vertical de la columna es más que suficiente para poder resistir el cualquier cantidad de corte desde la columna y poder transferirla a la fundación. La única excepción posible es en la base de marcos arriostrados y marcos de momento donde grandes cargas de corte puedan requerir que la transferencia de corte sea realizada por insertar la base de la columna o entregar una llave de corte en parte superior de la fundación.

Se recomiendan los tamaños de agujero de barra de anclaje enumerados en las Tablas C-J9.1 y C-J9.1M para acomodar la tolerancia requerida en la instalación de las barras de anclaje en el concreto. Estos tamaños de agujero mayores no son perjudiciales para la integridad de la estructura soportada siempre que se utilicen las arandelas o golillas apropiadas. Se acepta el agujero levemente cónico que resulta de las operaciones de punzonado o corte térmico.

Cuando se utilizan planchas como arandelas o golillas para solucionar el corte horizontal, se debe considerar la flexión en la barra de anclaje en el diseño y el trazado de las barras de anclaje debe considerar la holgura de las planchas arandelas o golillas. En este caso se debe entregar especial atención a las holguras de la soldadura, la accesibilidad, las distancias al borde en planchas arandelas o golillas, y el efecto de las tolerancias entre la barra de anclaje y el borde del agujero.

Es importante que la colocación de las barras de anclaje sea coordinado con la colocación y el diseño del refuerzo de acero en las fundaciones así como también en el diseño y tamaño total de las planchas base. Se recomienda que el dispositivo de anclaje en extremo inferior de la barra de anclaje sea lo más pequeño posible para evitar interferencia con el refuerzo de acero en la fundación. Una tuerca hexagonal pesada o una cabeza forjada son adecuadas para desarrollar el cono de corte del concreto. Ver la Guía de Diseño I AISC, Base Plate and Anchor Rod Design (Fisher y Kloiber, 2006) para el diseño de planchas base y barras de anclaje.

TABLA C-J9.1
Diámetros de Agujeros para
Pernos de Anclaje, in

Diámetro Perno de Anclaje	Diámetro Agujero Perno de Anclaje
$\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{16}$
$\frac{5}{8}$	$1\frac{3}{16}$
$\frac{3}{4}$	$1\frac{5}{16}$
$\frac{7}{8}$	$1\frac{9}{16}$
1	$1\frac{13}{16}$
$1\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{16}$
$1\frac{1}{2}$	$2\frac{5}{16}$
$1\frac{3}{4}$	$2\frac{3}{4}$
≥ 2	$d_b + 1\frac{1}{4}$

Ver también el Código ACI 318 (ACI, 2008) y el ACI 349 (ACI, 2001) para diseño de insertos. También ver el Estándar OSHA *Safety and Health Regulations for Construction* – 29 CFR 1926 Subparte R – Montaje de Acero (OSHA, 2001) para el diseño de barras de anclaje y requisitos de construcción para la seguridad en el montaje.

Tabla C-J9.1M Diámetros de Agujeros para Pernos de Anclaje, mm	
Diámetro Perno de Anclaje	Diámetro Agujero Perno de Anclaje
18	32
22	36
24	42
27	48
30	51
33	54
36	60
39	63
42	74

J10. ALAS Y ALMAS CON CARGAS CONCENTRADAS

Esta Especificación separa los requisitos de resistencia del ala y del alma en distintas categorías que representan distintos estados límites, específicamente, flexión local del ala (Sección J10.1), la fluencia local del alma (Sección J10.2), el aplastamiento del alma (Sección J10.3), el volcamiento del alma (Sección J10.4), el pandeo del alma en compresión (Sección J10.5), y el corte de la zona panel del alma (Sección J10.6).

Estas disposiciones para los estados límites se aplican para dos tipos diferentes de cargas concentradas normales a las alas del miembro:

- (1) Las cargas concentradas simples pueden ser de tracción (tales como aquellas entregadas por colgadores en tracción) o de compresión (tales como aquellas entregadas por las planchas de apoyo en las posiciones interiores de vigas, las reacciones en los extremos de vigas, y otro tipo de conexiones de apoyo).
- (2) Las cargas concentradas dobles, una de tracción y la otra de compresión, forman una pareja en el mismo lado del miembro cargado, tal cual lo entrega las alas de las columnas a través de conexiones de momento soldadas o apernadas.

La flexión local del ala aplica solamente para carga de tracción, la fluencia local del alma aplica tanto para cargas de tracción y de compresión, y el resto de estos estados límites aplica solamente para cargas de compresión.

Los atiesadores transversales, también denominados planchas de continuidad, y planchas de refuerzo del alma se requieren solamente cuando la demanda (la carga concentrada transversal) excede la resistencia disponible. Es usualmente más económico escoger un miembro más pesado que suministra tal refuerzo (Carter, 1999; Troup, 1999).

La demanda puede ser determinada como la mayor carga del ala para todos los casos de carga, aunque la demanda puede ser tomada también como el área bruta del apéndice que desarrolla la carga multiplicado por la resistencia de fluencia mínima especificada, F_y . Los atiesadores y/o refuerzos y sus soldaduras de conexión son dimensionados para la diferencia entre la demanda y la resistencia del estado límite aplicable. En las Secciones J10.7 y J10.8 se entregan los requisitos para los atiesadores y en la Sección J10.9 se entrega los requisitos para las planchas de refuerzo.

1. Flexión Local del Ala

Siempre que una carga de tracción sea aplicada por medio de una plancha soldada a un ala, aquella ala debe ser suficientemente rígida para prevenir la deformación del ala y la correspondiente concentración de altas tensiones en la soldadura alineada con el alma.

La longitud de ala efectiva de la columna para flexión local del ala es $12t_f$ (Gram, Sherbourne, Cavas, y Jensen, 1960). Por lo tanto, se supone que se forman líneas de fluencia en el ala a $6t_f$ en cada dirección desde el punto de aplicación de la carga concentrada. Para desarrollar un borde fijo consistente con las hipótesis de éste modelo, se requiere de un valor adicional de $4t_f$, y por ende un total de $10t_f$ para la resistencia completa de flexión del ala entregada en la Ecuación J10-1. Si no se presenta un estudio aplicable, una reducción de 50% ha sido introducida para los caso donde la el punto de aplicación de la carga concentrada es menor que $10t_f$ desde el extremo del miembro.

La resistencia entregada por la Ecuación J10-1 fue originalmente desarrollada para conexiones de momento pero también se aplica para cargas concentradas simples tales como colgadores en tracción consistentes de una plancha soldada al ala inferior de una viga y transversal al alma de la viga. En los ensayos originales, la resistencia entregada por la Ecuación J10-1 fue pensada para entregar un límite inferior de la carga requerida para provocar la ruptura de la soldadura, que fue empeorada por tensiones dispares y demandas de deformación en la soldadura causada por la deformación del ala (Graham., Sherbourne, y Khabbaz, 1959).

Estudios recientes en soldaduras con requisitos mínimos de tenacidad Charpy (CVN) muestran que la ruptura de la soldadura ya no es un modo de falla cuando la resistencia entregada por la Ecuación J10-1 es excedida. Mas bien, se encontró que la resistencia entregada por la Ecuación J10-1 es menos consistente que la carga requerida para separar las alas en secciones típicas de columna en 6 mm (Hajjar y otros, 2003; Prochnow y otros, 2000). Esta cantidad de deformación del ala es del orden de las tolerancias de la ASTM A6, y se cree que la deformación de ala excede este nivel y que puede ser perjudicial en otros aspectos del desempeño del miembro, tales como pandeo local del alma. Aunque esta deformación puede ocurrir también bajo cargas de compresión normal (debido a que la preocupación original era la ruptura de la soldadura). Por lo tanto no se necesita revisar la flexión local del ala para cargas de compresión.

La disposición en la Sección J10.1 no es aplicable para conexiones de momento de plancha extrema y mediante secciones T. Para estas conexiones, ver Carter (1999) o el *Manual de Construcción en Acero AISC* (AISC, 2005a).

2. Fluencia Local del Alma

Las disposiciones de fluencia local del alma (Ecuaciones J10-2 y J10-3) aplican a ambas cargas de compresión y tracción de conexiones de soporte y de momento. Estas disposiciones están pensadas para limitar la extensión de la fluencia en el alma de un miembro en que la carga está siendo transmitida. Estas disposiciones están basadas en ensayos de conexiones viga-columna soldadas directamente a ambos lados (ensayos cruciformes) (Sherbourne y Jensen, 1957) y fueron derivadas al considerar una zona de tensiones que se dispersa con una inclinación de 2:1. Graham y otros (1960) reportan ensayos de arranque de plancha y sugieren que un gradiente de tensiones de 2,5:1 es más apropiado. Ensayos recientes confirman que las disposiciones entregadas por las Ecuaciones J10-2 y J10-3 son ligeramente conservadoras y que la fluencia está confinada a una longitud consistente con la inclinación de 2,5:1 (Hajjar y otros, 2003; Prochnow y otros, 2000).

3. Aplastamiento del Alma

Las disposiciones para el aplastamiento del alma (Fórmulas J10-4 y J10-5) aplican solamente para cargas de compresión. Originalmente, el término “aplastamiento del alma” fue utilizado anteriormente para caracterizar el fenómeno que actualmente es denominado fluencia local del alma, que en ese entonces se pensaba que predecía adecuadamente el aplastamiento del alma. La primera edición de la *Especificación AISC-LRFD* (AISC, 1986) fue la primera Especificación AISC que distinguió la diferencia entre la fluencia local del alma y el aplastamiento local del alma. El aplastamiento del alma fue definido como el surgimiento de arrugas en el alma con forma ondular directamente por debajo de la carga, la que ocurre en almas esbeltas, mientras que la fluencia local del alma es la fluencia de la misma área, que ocurre en almas de mayor espesor.

Las Ecuaciones J10-4 y J10-5 están basadas en la investigación publicada por Roberts (1981). El incremento en la Ecuación J10-5b para $l_b/d > 0,2$ fue desarrollado después de ensayos adicionales para representar de mejor forma el efecto de longitudes de apoyo mayores en los extremos de los miembros (Elgaaly y Salkar, 1991). Todos los ensayos fueron conducidos en vigas de acero descubiertas sin la contribución benéfica esperada de cualquier conexión o accesorios de piso. Por lo tanto, las disposiciones resultantes se consideran conservadoras para tales aplicaciones. Kaczinski, Schneider, Dexter, y Lu (1994) han reportado ensayos en vigas cajón celular con almas esbeltas y han confirmado que estas disposiciones también son apropiadas en este tipo de estructura.

Las ecuaciones fueron desarrolladas para conexiones de soporte pero también son aplicables de forma general a conexiones de momento.

El fenómeno de aplastamiento se ha observado que ocurre en el alma adyacente al ala cargada. Por esta razón, se necesita de un atiesador (o atiesadores) de media profundidad o una plancha de refuerzo de media profundidad para eliminar este estado límite.

4. Pandeo Lateral del Alma

Las disposiciones para el volcamiento del alma (Ecuaciones J10-6 y J10-7) aplican solamente para cargas de compresión en conexiones de soporte y no aplican para conexiones de momento. Las disposiciones de volcamiento del alma fueron desarrolladas después de

observar una gran cantidad de fallas inesperadas en vigas ensayadas (Summers y Yura, 1982; Elgaaly, 1983). En aquellos ensayos las alas en compresión fueron arriostradas en la ubicación de la carga concentrada, el alma fue solicitada en compresión por una carga concentrada aplicada en el ala y el ala en tracción padeó (ver Figura C-J10.1).

El volcamiento del alma no ocurrirá en los siguientes casos:

- (a) Para alas restringidas contra cualquier rotación (tal como cuando se conecta a una losa), cuando

$$\frac{h/t_w}{L_b/b_f} > 2.3 \quad (\text{C-J10-1})$$

- (b) Para alas no restringidas contra la rotación, cuando

$$\frac{h/t_w}{L_b/b_f} > 1.7 \quad (\text{C-J10-2})$$

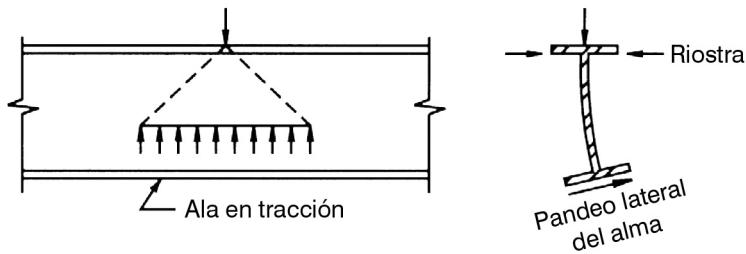
Donde L_b es el que se muestra en la Figura C-J10.2.

El volcamiento del alma puede ser prevenido mediante un diseño apropiado del arriostamiento lateral o de los atiesadores en el punto de ubicación de la carga. Se sugiere que el arriostamiento local en ambas alas sea diseñado para un 1% de la carga concentrada aplicada en ese punto. Cuando se utilizan atiesadores, éstos deben extenderse desde el punto de carga hasta por lo menos un medio de la profundidad de la viga. Además, el par de atiesadores debe diseñarse para transferir la carga completa. Si se permite la rotación del ala cargada, ni los atiesadores ni las planchas de refuerzo son efectivas.

5. Pandeo del Alma Comprimida

La disposición para pandeo del alma en compresión (Ecuación J10-8) aplica solamente cuando existen cargas de compresión en ambas alas de un miembro en la misma sección, tal como puede ocurrir en el ala inferior de dos conexiones de momento espalda-espalda bajo cargas gravitacionales. Bajo estas condiciones, el alma del miembro debe tener su razón de esbeltez limitada para evitar la posibilidad de pandeo. La Ecuación J10-8 es aplicable para un par de conexiones de momento, y para otros pares de cargas de compresión aplicadas en ambas alas del miembro, para lo cual N/d es aproximadamente menor que 1. Cuando N/d no es pequeño, el alma del miembro debe ser diseñado como un miembro en compresión de acuerdo con el Capítulo E.

FIGURA C-J10.1.
Pandeo lateral del alma.



La Ecuación J10-8 es declarada en una condición de carga del miembro interior. En la ausencia de una investigación aplicable, se ha introducido una reducción de 50% para los casos en donde las cargas de compresión están cerca del extremo del miembro.

6. Corte en la Zona Panel del Alma

Las tensiones de corte en el alma de una columna pueden ser significativas dentro de la frontera de la conexión rígida de dos o más miembros con sus almas en un plano común. Tales almas deben ser reforzadas cuando la carga requerida ΣF_u para LRFD o ΣF_a para ASD a lo largo del plano A-A en la Figura C-J10.3 excede la resistencia del alma de columna disponible ϕR_v o R_v/Ω , respectivamente, donde

Para diseño según Sección B3.3 (LRFD):

$$\Sigma R_u = \frac{M_{u1}}{d_{m1}} + \frac{M_{u2}}{d_{m2}} - V_u \quad (\text{C-J10-3a})$$

y

$M_{u1} = M_{u1L} + M_{u1G}$ = la suma de los momentos debido a las cargas laterales mayoradas, M_{u1L} , y los momentos debido a las cargas gravitacionales mayoradas, M_{u1G} , en el lado a barlovento de la conexión, T-m (N-mm).

$M_{u2} = M_{u2L} + M_{u2G}$ = la diferencia entre los momentos debido a las cargas laterales mayoradas, M_{u2L} , y los momentos debido a las cargas gravitacionales mayoradas, M_{u2G} , en el lado a barlovento de la conexión, T-m (N-mm).

Para diseño según Sección B3.4 (ASD):

$$\Sigma R_a = \frac{M_{a1}}{d_{m1}} + \frac{M_{a2}}{d_{m2}} - V_a \quad (\text{C-J10-3b})$$

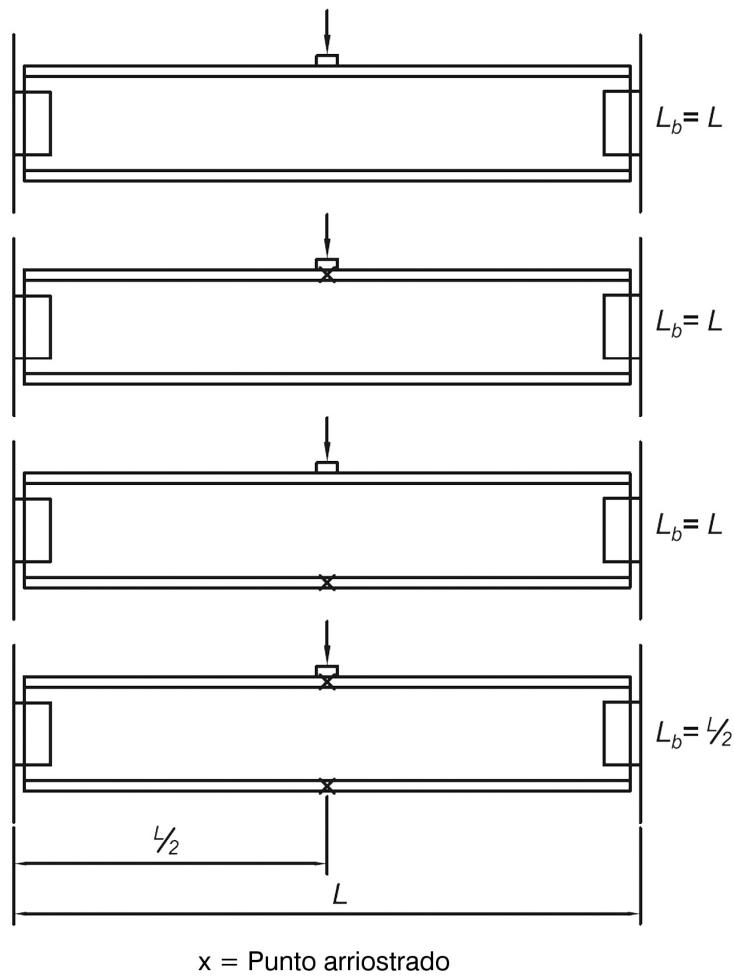
y

$M_{a1} = M_{a1L} + M_{a1G}$ = la suma de los momentos debido a las cargas laterales nominales, M_{a1L} , y los momentos debido a las cargas gravitacionales nominales, M_{a1G} , en el lado a barlovento de la conexión, T-m (N-mm).

$M_{a2} = M_{a2L} + M_{a2G}$ = la diferencia entre los momentos debido a las cargas laterales nominales, M_{a2L} , y los momentos debido a las cargas gravitacionales nominales, M_{a2G} , en el lado a barlovento de la conexión, T -m (N-mm).

d_m1, d_m2 = distancia entre las cargas de ala en la conexión de momento, cm (mm)

FIGURA C-J10.2.
Longitud de ala no arriostrada para volcamiento del alma.



x = Punto arriostrado

Histórica y conservadoramente, se ha utilizado para un valor de 0,95 veces la profundidad de la viga.

Cuando se cumple que $\sum F_u \leq \phi R_v$ para LRFD o que $\sum F \leq R_v/\Omega$ para ASD, entonces no es necesario refuerzo, en otras palabras $t_{req} \leq t_w$, donde t_w es el espesor del alma de la columna.

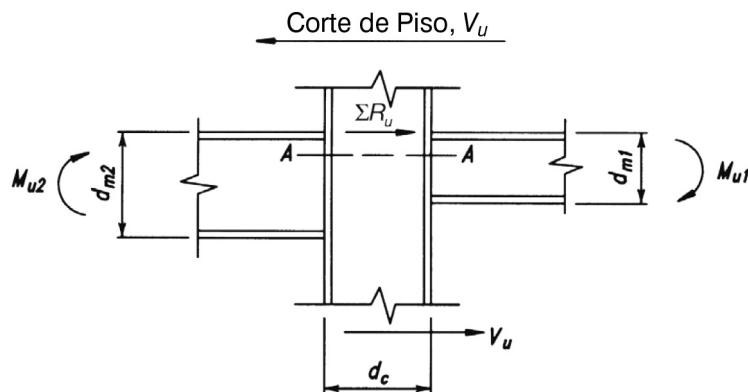
Las Ecuaciones J10-9 y J10-10 limitan el comportamiento de la zona panel en el rango elástico. Mientras que tales paneles de conexión posean largas reservas de capacidad más allá de la fluencia de corte general, las correspondientes deformaciones inelásticas de junta pueden afectar adversamente la resistencia y la estabilidad del marco o del piso (Fielding y Huang, 1971; Fielding y Chen, 1973). La fluencia por corte de la zona panel

afecta la rigidez global del marco y, por lo tanto, los efectos de segundo orden resultantes pueden ser significativos. La expresión de interacción corte/axial de la Ecuación J10-10, tal como se muestra en la Figura C-J10.4, entrega un comportamiento elástico del panel.

Cuando se da una ductilidad de conexión adecuada y el análisis del marco considera las deformaciones inelásticas de zona panel, entonces la resistencia de corte inelástico adicional se reconoce en las Ecuaciones J10-11 y J10-12 por el factor

$$\left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)$$

FIGURA C-J10.3.
Cargas LRFD en zona panel (cargas ASD son similares).



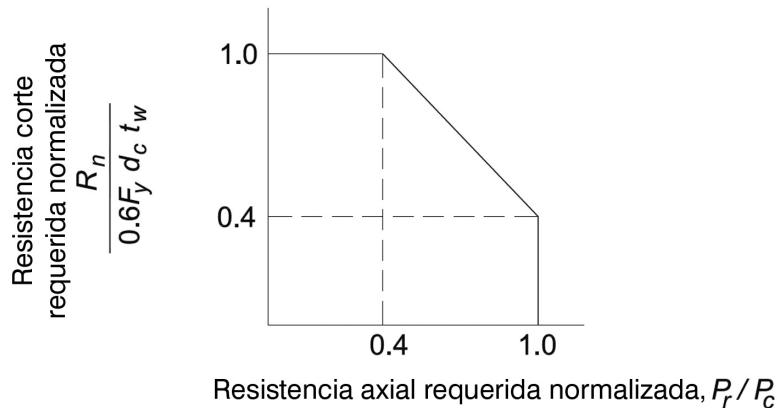
Este incremento en la resistencia de corte por inelasticidad ha sido frecuentemente utilizada para el diseño de marcos en zonas de alta sismicidad y deben ser utilizados cuando la zona panel es diseñada para desarrollar la resistencia de los miembros de los que está formada.

La expresión de interacción corte/axial incorporada en la Fórmula J10-12 (ver la Figura C-J10.5) reconoce que cuando el alma de la zona panel ha sufrido completamente defluencia en corte, la carga axial de la columna es transmitida por las alas.

7. Extremos de Vigas no Restringidos

Se requiere atiesadores de altura completa en los extremos de las vigas no restringidos para evitar la torsión en torno de su eje longitudinal. Estos atiesadores son de altura completa, aunque no sean ajustados. Ellos se conectan al ala restringida pero no necesitan continuar más allá del talón de la soldadura de filete en alas lejanas a menos que la conexión para el ala lejana sea necesaria para otros propósitos, tales como resistir compresión de una carga concentrada en el ala alejada.

FIGURA C-J10.4.
Interacción elástica de corte y carga axial.



8. Requisitos Adicionales para los Atiesadores para Cargas Concentradas

Para el diseño de los atiesadores de columnas, véanse las Guías de Diseño de Carter (1999), Troup (1999), y Murria y Sumner (2004).

Para perfiles H enderezados mediante rodillos, algunas veces se encuentra un área de tenacidad reducida en una región limitada del alma inmediatamente adyacente al ala, referida como el “área k”, tal como se ilustra en la Figura C-J10.6 (Kaufmann, Metrovich, Pense, y Fisher, 2001). El área k se define como la “región que se extiende aproximadamente desde el punto medio del radio del filete dentro del alma hasta aproximadamente una distancia entre 25 y 38 mm más allá del punto tangencial entre el filete y el alma”. Después del terremoto de Northridge de 1994, hubo una tendencia a especificar planchas de continuidad más gruesas que eran soldadas de tope al alma y al ala y planchas de refuerzo gruesos que eran usualmente soldados de tope en el espacio entre la plancha de refuerzo y las alas. Estas soldaduras fueron altamente restringidas y pueden haber causado el agrietamiento durante la fabricación en algunos casos (Tide, 1999). AISC (1997a) recomienda que las soldaduras para planchas de continuidad deben terminar lejos del área k.

FIGURA C-J10.5.
Interacción inelástica de corte y carga axial.

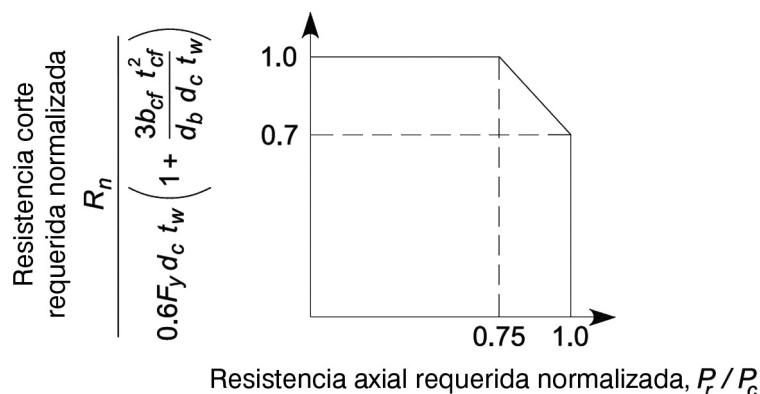
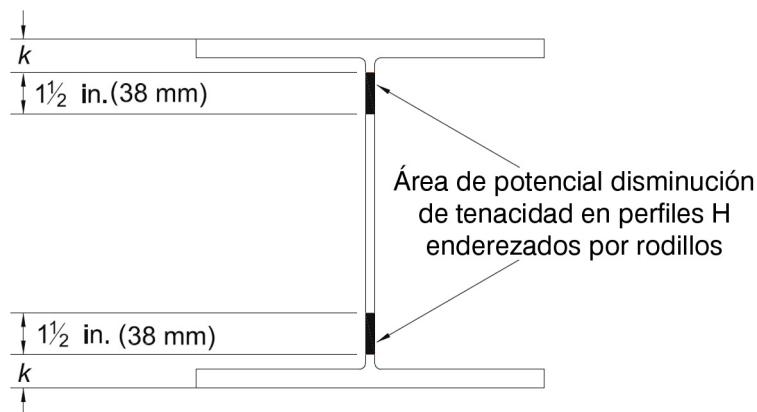


FIGURA C-J10.6.
“Zona k” representativa de un perfil de ala ancha.



Los ensayos recientes de arranque de planchas (Dexter y Melendrez, 2000; Prochnow y otros, 2000; Hajjar y otros, 2003) y los ensayos de juntas viga-columna a escala real (Bjorhovde y otros, 1999; Dexter y otros, 2001; Lee y otros, 2002a) han demostrado que este problema puede ser evitado si los atiesadores de la columna son soldados con filete tanto al alma y a las alas, la esquina es recortada al menos 38 mm, y las soldaduras de filete son de detención corta, tal como se muestra en la Figura C-J10.7. Estos ensayos también muestran que la soldadura de tope de los atiesadores a las alas o el alma es innecesaria, y que las soldaduras de filete tienen un buen desempeño sin problemas. Si existe alguna inquietud sobre el desarrollo de los atiesadores utilizando soldaduras de filete, el recorte de la esquina puede realizarse de manera que la dimensión a lo largo del ala sea 20 mm y la dimensión a lo largo del alma sea 38 mm.

Ensayos recientes también han demostrado la viabilidad de las planchas de refuerzo con soldaduras de filete a las alas, tal como se muestra en la Figura C-J10.8 (Prochnow y otros, 2000; Dexter y otros, 2001; Lee y otros, 2002, Hajjar y otros, 2003). Se encontró que no es necesario soldar de tope las planchas de refuerzo y que no necesitan estar en contacto con el alma de la columna para ser completamente efectivas.

9. Requisitos Adicionales de las Planchas de Refuerzo para Cargas Concentradas

Cuando se requiera, las planchas de refuerzo deben ser diseñadas utilizando los requisitos del estado límite apropiado para el tipo de carga. La suma de las resistencias del elemento del miembro y de la(s) plancha(s) de refuerzo deben exceder la resistencia requerida y la plancha de refuerzo debe ser soldadada al elemento del miembro.

FIGURA C-J10.7.
Ubicación recomendada para soldaduras de filete de atiesadores para evitar el contacto con la “zona k”.

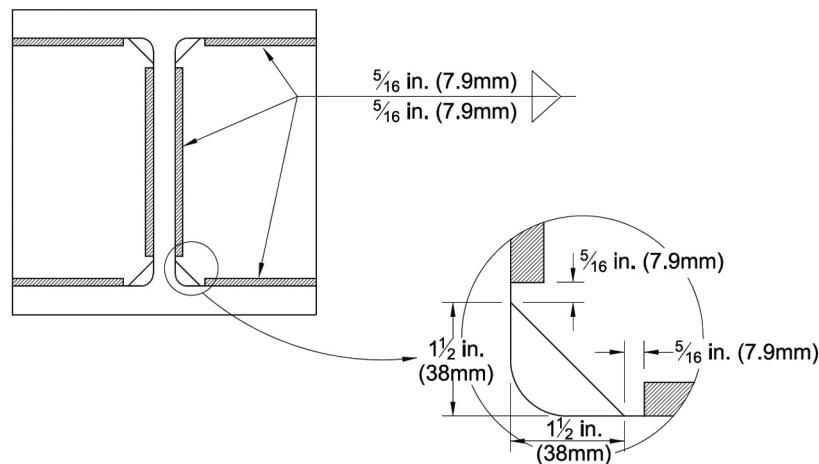
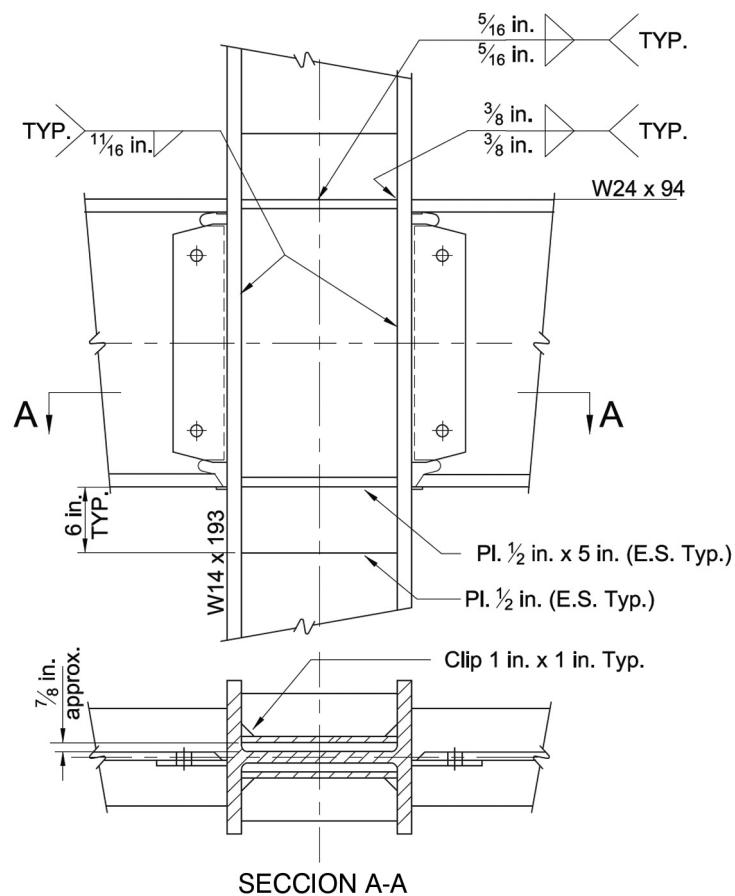


FIGURA C-J10.8.
Ejemplo de detalle de plancha de refuerzo y atiesadores con soldadura de filete.



CAPÍTULO K

DISEÑO DE CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES

El Capítulo K trata de la resistencia de las conexiones soldadas de miembros tubulares. Las disposiciones están basadas en los modos de falla que han sido reportadas en investigaciones internacionales en tubos, muchos de estos siendo auspiciados y sintetizados por el CIDECT (Comité Internacional para el Desarrollo y el Estudio de la Construcción Tubular) desde la década de 1960. Este trabajo también ha recibido de una revisión crítica del Instituto International de Soldadura (IIW), Subcomisión XV-E en “Uniones Soldadas en Estructuras Tubulares”. Las recomendaciones para el diseño de la conexión tubular están generalmente de acuerdo con la última edición de las recomendaciones de diseño de esta Subcomisión (IIW, 1989). Se han realizado algunas modificaciones menores a las disposiciones recomendadas de la IIW ya que algunos estados límites han sido realizados por la adopción de las formulaciones para los mismos estados límites en otras partes de esta Especificación. Las recomendaciones IIW para el diseño de conexiones referida arriba ha sido implementada y suplementada también en guías de diseño posteriores por CIDECT (Wardenier y otros, 1991; Packer y otros, 1992), en las guías de diseño del Instituto Canadiense de Construcción en Acero (Packer y Henderson, 1997), y en CEN (2005). Partes de estas recomendaciones de diseño IIW fueron incorporadas también en la AWS (2010). Una gran cantidad de datos generados por los programas de investigación del CIDECT a mediados de la década de 1980 se resumen en la Monografía No. 6 de CIDECT (Giddings y Wardenier, 1986). Mayor información sobre las publicaciones y reportes del CIDECT pueden ser obtenidos desde su página web: www.cidect.com.

Los alcances de las Secciones K2 y K3 muestran que los ejes centrales de las ramas y los cordones deben estar contenidos en el mismo plano. Para otras configuraciones, tales como las conexiones multiplanares, conexiones con extremos de ramas adelgazadas parcial o completamente, conexiones de doble cordón, conexiones con una rama que es compensada de manera que su eje central no se intercepte con el eje central del cordón, o conexiones con ramas redondas unidas a cordones cuadrados o rectangulares, se pueden utilizar las disposiciones del IIW (1989), CIDECT, Wardenier y otros (1991), Packer y otros (1992), CISC, Packer, y Henderson (1997), Marshall (1992), AWS (2010), u otra guías de diseño o ensayos verificados.

K1. CARGAS CONCENTRADAS EN SECCIONES TUBULARES

1. Definición de Parámetros

La notación utilizada en el Capítulo K se ilustra en la Figura C-K1.1.

2. Secciones Tubulares Circulares

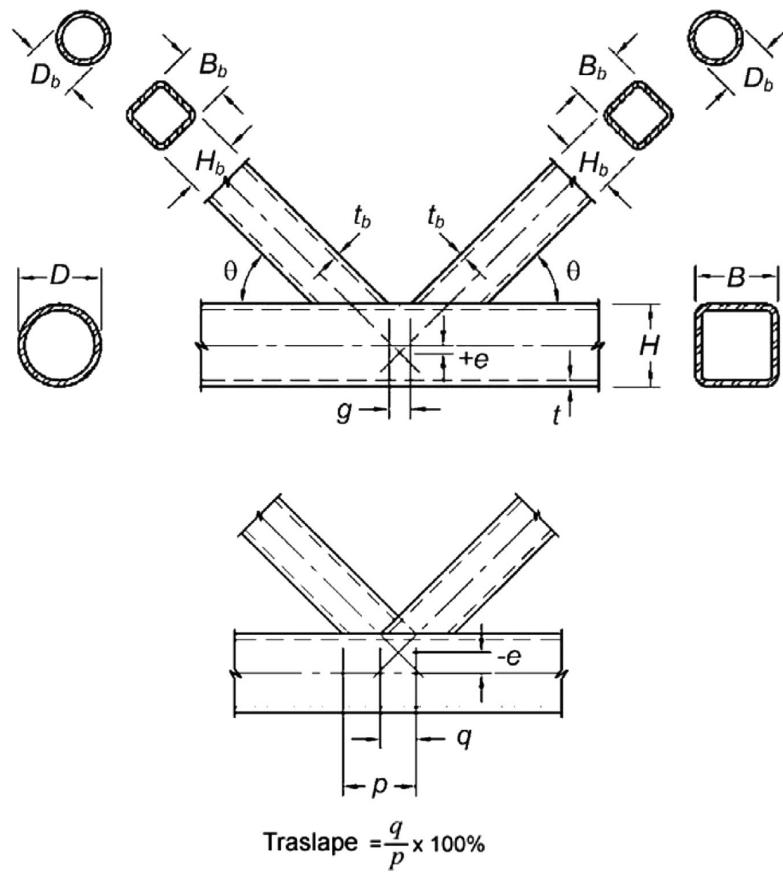
Ver Comentario, Sección K1.3.

3. Secciones Tubulares Rectangulares

Los límites de aplicación en la Tabla K1.1A se originan principalmente a las limitaciones en los ensayos realizados a la fecha.

Las Secciones K1.3 y K1.4, aunque se refiere a todas las cargas concentradas en tubos, orientadas particularmente a las conexiones soldadas plancha – tubo. La mayoría de estas ecuaciones (después de la aplicación de los factores de resistencia apropiados para LRFD) forman parte de las Guías de Diseño 1 y 3 de CIDECT (Wardenier y otros, 1991; Packer y otros, 1992) con actualizaciones de acuerdo con la Guía de Diseño 9 de CIDECT (Kurobane y otros, 2004). Esta última incluye revisiones para las conexiones longitudinales plancha – tubo rectangular (Ecuación K1-12) basado en extensivos estudios experimentales y numéricos reportados por Kosteski y Packer (2003). Las disposiciones para el estado límite de aplastamiento de la pared lateral de tubos rectangulares, Ecuaciones K1-10 y K1-11, forman parte de las expresiones de aplastamiento de alma en otras partes de esta Especificación, y no son recomendaciones del CIDECT o IIW. Si una conexión longitudinal plancha – tubo rectangular es realizada pasando la plancha a través de una ranura en el tubo y luego se suelda la plancha por ambas caras del tubo para formar una “conexión de plancha atravesada”, la resistencia nominal puede ser tomada como dos veces la entregada por la Ecuación K1-12 (Kosteski y Packer, 2003), y es entregada en la Ecuación K1-13.

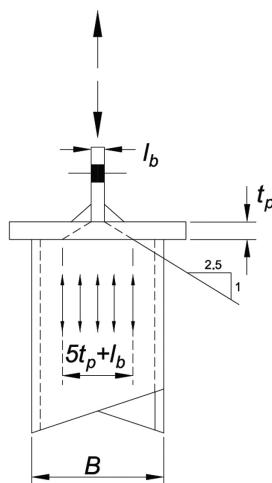
FIGURA C-K1.1.
Notación común para conexiones tubulares.



Las ecuaciones entregadas para las conexiones transversales plancha – tubo pueden ser adaptadas también de las conexiones de momento parcialmente restringidas viga ala ancha – tubo, al tratar las alas de la viga como un par de placas transversales e ignorando el alma de la viga. Para tales conexiones de viga de ala ancha, el momento de viga se produce por una par de fuerza en las alas de la viga. La resistencia de flexión de la conexión es entonces entregada por la resistencia de la conexión plancha – tubo multiplicada por la distancia entre los centros de las alas de la viga. En la Tabla C-K1.2 no existe una verificación para el estado límite de plastificación de la pared del cordón por las conexiones transversales plancha – tubo rectangular, porque este no gobierna el diseño en los casos prácticos. Sin embargo, si existe una carga de compresión mayor en el tubo, como cuando se utiliza como una columna, uno debe percibirse que esta carga de compresión en el miembro principal tiene un efecto negativo en la línea de fluencia del modo de falla de plastificación en la pared del cordón conector (vía el factor Q_f). En tal caso, el ingeniero estructural puede utilizar las recomendaciones de la Guía de Diseño 9 del CIDECT (Kurobane y otros, 2004).

Las Tablas K1.1 y K1.2 incluyen los estados límites para las conexiones entre la sección tubular y planchas longitudinales cargadas en corte. Estas recomendaciones están basadas en Sherman y Ales (1991), y Sherman (1995b, 1996) que investigaron un gran número de conexiones simples de marcos entre vigas de ala ancha y columnas de tubo rectangular, en que la carga transferida era predominantemente corte. Una revisión de costos también muestra que las conexiones de plancha y ángulos simples eran las más económicas, siendo las conexiones de doble ángulo y T soldada de filete las más caras. Las conexiones de plancha atravesada y T biselada soldada fueron algunos de los más caros (Sherman, 1995b). En un amplio rango de las conexiones ensayadas, se identificó sólo un estado límite para las columnas de tubo rectangular: la falla de corte por punzonamiento relacionado con la rotación extrema de la viga, cuando una placa de corte gruesa es unida a un tubo relativamente más delgado. La conformidad con la inecuación entregada en la Ecuación K1-3 impide este modo de falla en el tubo. Esta regla de diseño es válida provisto que la pared del tubo no clasifique como un elemento esbelto. También se ha realizado una extrapolación de la inecuación K1-3 para las columnas de tubo redondo, cuyas secciones no clasifiquen como *elementos esbeltas*.

FIGURA C-K1.2.
Distribución de una carga concentrada a través de la plancha de tapa.



En la Tabla K1.2, se entregan dos estados límites para la resistencia de las paredes de tubos cuadrados y rectangulares con transferencia de carga a través de las planchas de tapa (o el ala de un trozo de T), como se muestra en la Figura C-K1.2. En general, el tubo rectangular puede tener dimensiones de $B \times H$, pero la ilustración muestra la longitud (o ancho) de apoyo, N , orientado para la distribución de carga lateral en la pared de dimensión B . Se puede suponer una distribución conservadora de la pendiente de 2,5:1 para cada cara del alma de la T (Wardenier y otros, 1991; Kitipornchai y Traves, 1989), que produce un ancho de la carga distribuida de $(5t_p + N)$. Si esto es menor que B , solo las dos paredes laterales de dimensión B son efectivas para resistir la carga, e incluso ellas serán parcialmente efectivas solamente. Si $(5t_p + N) \geq B$, las cuatro paredes del tubo rectangular serán activadas, y todo será completamente efectivo; sin embargo, la plancha de tapa (o el ala de un trozo de T) debe ser suficientemente grueso para que esto ocurra.

En las Ecuaciones K1-14 y K1-15 el tamaño de cualquier pie de soldadura ha sido conservadoramente ignorado. Si el tamaño del pie de soldadura es conocido, es aceptable suponer la distribución de carga desde los pies de las soldaduras. El mismo modelo de distribución de carga mostrado en la Figura C-K1.2 puede ser aplicado para las conexiones de tubo redondo – plancha de tapa.

K2. CONEXIONES DE TUBOS EN ENREJADOS

La clasificación de las conexiones de tubos de tipo enrejado tales como las conexiones en K (que incluyen las N), Y (que incluyen las T), o en cruz (también conocidas como X), están basadas en el método de transferencia de fuerza en la conexión, no en la apariencia física de la conexión. Ejemplos de tal clasificación se muestran en la Figura C-K2.1.

Como se menciona en la Sección K2, cuando las ramas transmiten parte de su carga como conexiones K y parte de su carga como conexiones en T, Y, o cruz, el ajuste de cada rama es determinado por interacción lineal de la porción de la carga de rama involucrada en cada tipo de transferencia de carga. Una conexión en K, mostrada en la Figura C-K2.1(b), ilustra que las componentes de fuerza de rama normales al cordón pueden diferir hasta un 20% y aún así se puede estimar que exhiben un comportamiento de conexión en K. Esto es para considerar pequeñas variaciones en las fuerzas de rama a lo largo de un enrejado típico, causado por una serie de cargas puntuales del panel. Sin embargo, la conexión N en la Figura C-K2.1(c) posee una razón de componentes de fuerza de rama normales al cordón de 2:1. En este caso, la conexión es analizada tanto como una conexión en K (con fuerzas de rama balanceadas) y como una conexión en cruz (o X) puras (debido a que el resto de la carga de rama diagonal se transfiere a través de la conexión), tal como se muestra en la Figura C-K2.2. La siguiente verificación debe realizarse también para la rama diagonal en tracción en esa conexión:

$$(0,5P \sin\theta / \text{resistencia disponible en la conexión en K}) \\ +(0,5P \sin\theta / \text{resistencia disponible en la conexión en cruz}) \leq 1,0$$

Cuando el tamaño de la excentricidad en una conexión en K (o en N) con excentricidad [por ejemplo, Figura C-K2.1(a)] se torna larga y excede el límite de excentricidad, la “conexión en K” debe ser tratada como dos conexiones en Y independientes. En conexiones

en cruz, tal como se muestra en Figura C-K2.1(e), donde las ramas están cerca una de otra o se traslanan, la “huella” combinada de las dos ramas puede ser tomada como el área cargada en el cordón. En las conexiones en K tales como la Figura C-K2.1(d), donde una rama tiene muy poca o nada de carga, la conexión puede ser tratada como una conexión en Y, tal como se muestra.

FIGURA C-K2.1.
Ejemplos de clasificación de conexión tubular.

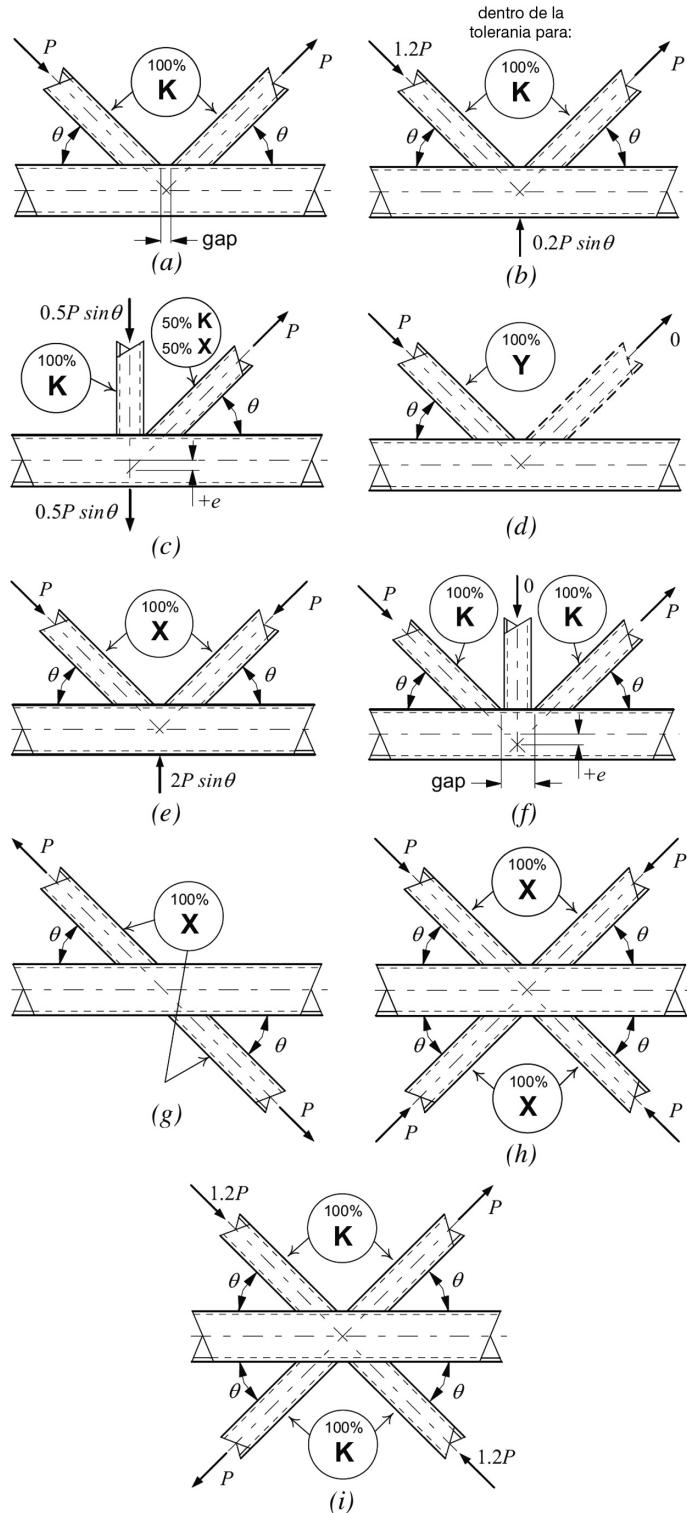
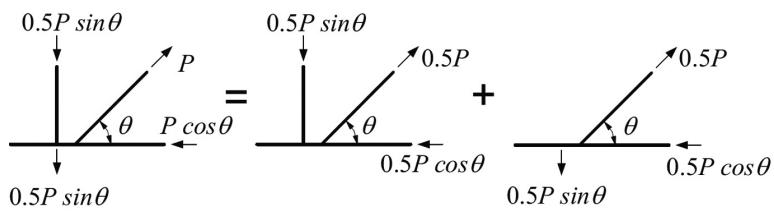
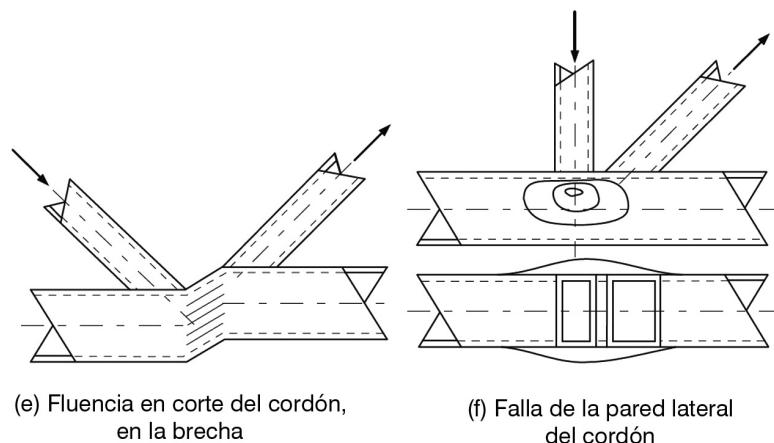
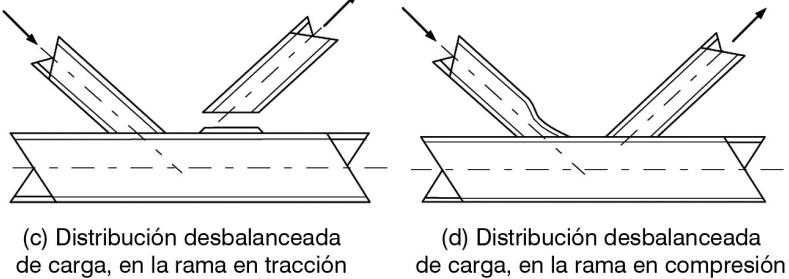
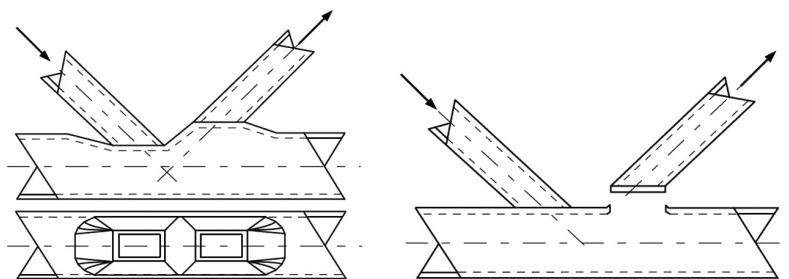


FIGURA C-K2.2.
Verificación de la conexión en K con cargas de rama desbalanceadas.



El diseño de las conexiones tubulares soldadas esta basado en los estados límites potenciales que pueden surgir en una geometría y solicitudación de conexión en particular, que a la vez representan posibles modos de falla que pueden ocurrir dentro de ciertos límites de aplicación pre establecidos. Algunos modos de falla típicos para conexiones de tipo enrejado, para el caso de tubos rectangulares, se entregan en la Figura C-K2.3.

FIGURA C-K2.3.
Estados límites típicos para conexiones tubo – tubo en enrejados.



1. Definición de Parámetros

Algunos parámetros se definen en la Figura C-K1.1.

2. Secciones Tubulares Redondas

Los límites de validez en la Tabla K2.1A representan generalmente el rango de parámetros sobre los cuales las ecuaciones han sido verificadas mediante experimentos. Las siguientes limitaciones requieren una explicación:

El ángulo de rama mínimo es un límite práctico para una buena fabricación. Ángulos de rama menores son posibles de alcanzar, pero se debe alcanzar un acuerdo previo con el fabricante.

El límite de esbeltez de pared para la rama en compresión es una restricción que previene una reducción en la resistencia de la conexión por pandeo local de la rama.

El límite mínimo de la razón de ancho para conexiones en K con excentricidad ha sido basada en Packer (2004), quien demostró que para razones de ancho menores a 0,4, la Ecuación K2-4 puede ser potencialmente no conservadora cuando es contrastada con las ecuaciones propuestas para el diseño de tales conexiones por el Instituto Americano del Petróleo API (API. 1993).

La restricción en el tamaño mínimo de excentricidad es solamente estipulado para que se encuentre disponible un espacio adecuado para permitir que se desempeñe satisfactoriamente la soldadura en los pies de las ramas.

La restricción en el tamaño mínimo de traslape es aplicado para que exista una interconexión adecuada de las ramas, para permitir la transferencia de corte efectiva desde una rama hacia la otra.

Las disposiciones entregadas en la Tabla K2.1 para conexiones en T, en Y, en Cruz y en K están basadas, con la excepción de la disposición de corte por punzonamiento, en expresiones semi-empíricas de la “resistencia característica”, que poseen una confiabilidad de 95%, tomando en cuenta la variación en los resultados experimentales así como también las variaciones típicas en las propiedades mecánicas y geométricas. Estas expresiones de “resistencia característica” son después multiplicadas por los factores de resistencia para LRFD o divididas por los factores de seguridad para ASD de manera de permitir un modo de falla relevante.

En el caso del modo de falla de plastificación del cordón se aplica un factor ϕ de 0,9 o un factor Ω de 1,67, mientras que en el caso de punzonamiento se aplica un factor ϕ de 0,95 o un factor de Ω 1,58. El último factor ϕ es 1,0 (equivalente a Ω de 1,50) en muchas recomendaciones o especificaciones [por ejemplo, IIW (1989), Packer y Henderson (1997), y Wardenier y otros (1991)] para reflejar el gran grado de resistencia de reserva más allá de la expresión analítica de resistencia nominal, que esta basado en la resistencia de fluencia por corte (en vez de resistencia última) del material. Sin embargo, en esta Especificación se aplica un factor ϕ de 0,95 o un factor Ω de 1,58 para mantener la consistencia con los factores de modos de falla similares de la Tabla K2.2.

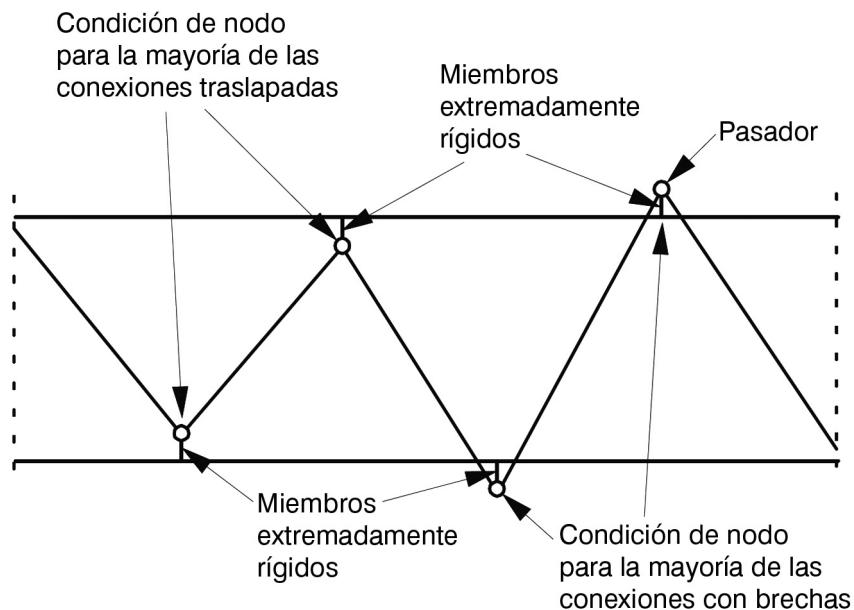
Si la tensión de tracción, F_u , fuese adoptada como la base para el criterio de ruptura por punzonamiento, los factor ϕ y Ω acompañantes deberían ser 0,75 y 2,0 respectivamente,

tal como en otras partes de esta Especificación. Entonces, la expresión $0,75(0,6F_u)=0,45F_u$ entregaría un valor muy similar al de la expresión $0,95(0,6F_y)=0,57F_y$, y de hecho la última expresión es aún más conservadora para tubos con razones nominales especificadas F_y/F_u menores que 0,79. La Ecuación K2-1 no necesita ser verificada cuando $D_b > D - 2t$ porque este el límite físico al cual la rama puede punzonar hacia dentro (o hacia fuera) el tubo principal.

Con tubos redondos en conexiones K cargadas axialmente, el tamaño de la rama en compresión domina la determinación de la resistencia de conexión. Por lo tanto, el término D_{bcomp} en la Ecuación K2-4 pertenece solamente a la rama en compresión y no es un promedio para las dos ramas. Así, si se requiere de la resistencia de conexión expresada como una fuerza en la rama en tracción, se puede resolver la respuesta desde la Ecuación K2-4 en la dirección de la rama en tracción, utilizando la Ecuación K2-5. Esto significa que no es necesario repetir un cálculo similar a la Ecuación K2-4 con D_b como la rama en tracción. Notese que la Sección sobre Conexiones en K en la Tabla K2.2 trata con ramas con solicitud axial solamente. Esto es debido a que sólo debe existir fuerzas axiales en las ramas de una conexión K plana típica si el análisis estructural del enrejado se desarrollado de acuerdo con uno de los métodos recomendados, que son:

- (a) análisis utilizando uniones rotuladas; o
- (b) análisis utilizando miembros de alma conectados mediante rótulas a cordones continuos, tal como se muestra en la Figura C-K2.4.

FIGURA C-K2.4.
Hipótesis en la modelación utilizando miembros de alma conectados por pasadores a los cordones continuos.



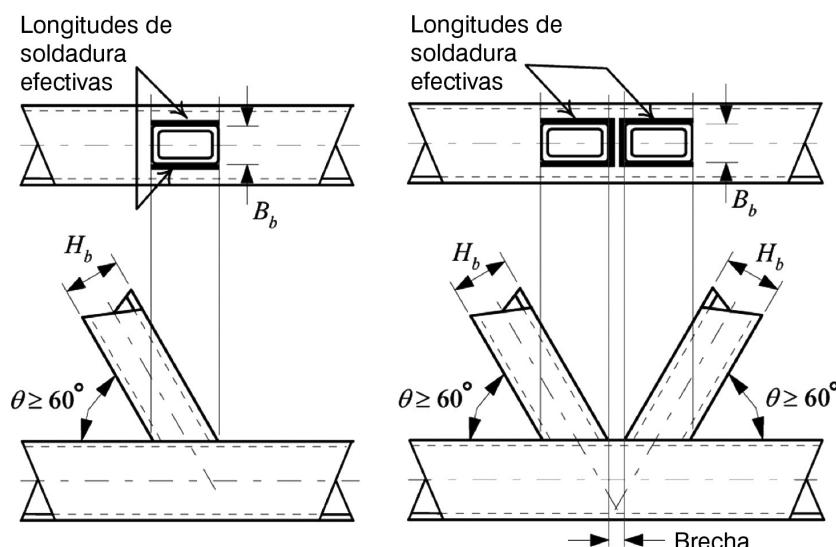
3. Secciones Tubulares Rectangulares

Los límites de validez en la Tabla K2.2A han sido establecidos similares a los límites para las secciones tubulares redondas en la Tabla K2.1A.

La restricción en la razón de excentricidad mínimo en la Tabla K2.2A es una modificación del IIW (1989), de acuerdo con Packer y Henderson (1997), por motivos prácticos. El tamaño mínimo de excentricidad, g , se especifica solamente de manera que este disponible un espacio adecuado para permitir que los pies de las ramas sean soldados satisfactoriamente.

La Ecuación K2-7 representa una solución analítica de la línea de fluencia para flexión de la cara de la cuerda conectora. Esta ecuación de resistencia nominal sirve para limitar las deformaciones de conexión y se conoce por ser bastante menor a la resistencia último de la conexión. Un factor ϕ y Ω de 1,0 y 1,5, respectivamente resultan apropiados. Cuando el ancho de rama excede de 0,85 veces el ancho del cordón, este mecanismo de falla de línea de fluencia resultará en una carga de diseño no crítica.

FIGURA C-K2.5.
Longitudes de soldadura efectivas para conexiones particulares con tubo rectangular.



El estado límite de punzonamiento, evidente en las Ecuaciones K2-8 y K2-15, está basado en el corte efectivo de punzonamiento que se produce en el perímetro alrededor de la rama, siendo el perímetro total de la rama el límite superior de esta longitud. El término β_{eop} representa la razón de ancho de la cara del cordón afectada por el punzonamiento efectivo, adyacente a una (Ecuación K2-15) o dos (Ecuación K2-8) paredes de rama transversales al eje del cordón. Este término β_{eop} incorpora un factor ϕ y Ω de 0,8 y 1,88 respectivamente. Dado que se aplica generalmente a una dimensión de la huella de la rama rectangular, fue estimado por la AWS para hacerlo similar a los factores globales ϕ y Ω de 0,95 y 1,58 para toda la expresión, de esta manera la expresión para punzonamiento

miento fue implementada en la AWS (2010) con un factor ϕ total de 0,95. Estos factores ϕ y Ω de 0,95 y 1,58 respectivamente han sido llevados a esta Especificación y este tema es discutido en extenso en la Sección C-K2.2. Las limitaciones entregadas sobre las Ecuaciones K2-8 y K2-15 indican cuando este modo de falla es físicamente imposible o no-crítico. En particular, hay que notar que la Ecuación K2-15 es no-crítica para ramas de tubo cuadrado.

La Ecuación K2-9 está generalmente de acuerdo con el estado límite dado en el IIW (1989), pero con el término k [sencillamente t en IIW (1989)] modificado para que sea compatible con la Ecuación K1-9, que en definitiva es deducido de las cargas de miembros de perfil I. Las Ecuaciones K2-10 y K2-11 están en un formato diferente al utilizado internacionalmente [por ejemplo, IIW (1989)] para este estado límite y son únicos para esta Especificación, siendo reproducidos por las Ecuaciones K1-10 y K1-11, junto con los factores ϕ y Ω asociados. Estas últimas ecuaciones resultan así versiones tubulares (para dos almas) de las ecuaciones para miembros de perfil I con una sola alma.

El estado límite de “distribución desbalanceada de carga”, que se manifiesta por pandeo local de la rama en compresión o falla por fluencia prematura en la rama en tracción, representadas por las Ecuaciones K2-12 y K2-16, es verificada al sumar las áreas efectivas de los cuatro lados de la rama. Para conexiones en T, Y, y cruz, las dos paredes de la rama transversales al cordón son proclives a ser sólo efectivas parcialmente (Ecuación K2-12), mientras que para conexiones en K con excentricidad una pared de la rama transversal al cordón es proclive a ser sólo efectiva parcialmente (Ecuación K2-16). Esta efectividad reducida es principalmente un resultado de la flexibilidad en la cara de conexión del cordón, tal como se incorpora en la Ecuación K2-13. El término de ancho efectivo b_{eo} ha sido deducido por investigación en conexiones de plancha transversal – tubo (como se menciona más abajo para conexiones en K traslapadas) e incorpora un factor ϕ de 0,8 y un factor de 1,88. Aplicando la misma lógica descrita anteriormente para el estado límite de punzonamiento, factores global ϕ y Ω de 0,95 y 1,58 respectivamente fueron adoptados en la AWS D1.1 (AWS, 2010), y esto se ha traído a esta Especificación [aunque, como se menciona anteriormente, un factor ϕ de 1,0 es utilizado en IIW (1989)].

Para conexiones en T, Y, y cruz, con $\beta \leq 0,85$, la resistencia de la conexión se determina solamente por la Ecuación K2-7.

Para conexiones en K con excentricidad cargadas axialmente, la plastificación de la cara conectora del cordón bajo la acción de “empujar-jalar” (*push-pull*) de las ramas es lejos el modo de falla predominante y crítico. Por cierto, si todos los tubos son cuadrados, este modo de falla es crítico y la Ecuación K2-14 es la única que debe ser revisada. Esta Ecuación para la plastificación de la cara del cordón es una expresión semi-empírica de la “resistencia característica”, que posee una confiabilidad de 95%, que toma en cuenta la variación en los resultados experimentales así como también las variaciones típicas en las propiedades mecánicas y geométricas. La Ecuación K2-14 es así multiplicada por el factor de resistencia para LRFD o dividida por el factor de seguridad para ASD para expresar entonces el modo de falla con un adecuado margen de seguridad. Una calibración de confiabilidad (Packer, y otros, 1984) para esta ecuación, utilizando la base de datos de 263 conexiones en K con excentricidad y la expresión exponencial para el factor de resistencia (con un índice de seguridad de 3,0 y un coeficiente de separación de 0,55) re-

sulta en un factor ϕ de 0,89 (factor Ω de 1,69), mientras se imponen los límites de validez para los parámetros. Ya que este modo de falla domina la base de datos de ensayos, no existen suficientes datos de ensayos que respalden la calibración de las Ecuaciones K2-15 y K2-16.

Para el estado límite de fluencia por corte del cordón, en la zona excéntrica de conexiones K, la Tabla K2.2 difiere de las prácticas internacionales [por ejemplo, IIW (1989)] pero recomienda la aplicación de otra sección de esta Especificación, la Sección G5. Este estado límite necesita ser verificado solamente si el cordón es rectangular (en otras palabras, no cuadrado) y se encuentra orientado de manera que la pared más corta de la sección del cordón caiga en el plano del enrejado, de manera tal de proveer una condición de corte en el cordón más crítica debido a las “almas” cortas. La carga axial presente en la región de la excentricidad del cordón puede tener una influencia en la capacidad de corte de las almas del cordón en la región de la excentricidad.

Para conexiones en K, el alcance cubre tanto las conexiones con excentricidad y las traslapadas. Nótese que la última es generalmente más difícil y más cara de fabricar que las conexiones K con excentricidad. Sin embargo, la conexión traslapada generalmente producirá una conexión con alta resistencia estática, un enrejado más rígido, y una conexión con una alta resistencia a la fatiga, que su contraparte con excentricidad.

Las disposiciones de la Tabla K2.2 para conexiones en K excéntricas y traslapadas tratan las ramas sujetas únicamente a carga axial. Esto es debido a que sólo debe haber cargas axiales en las ramas de una conexión en K plana típica si el análisis estructural de enrejado es desarrollado de acuerdo con uno de los siguientes métodos recomendados, que son:

- (a) análisis utilizando uniones rotuladas; o
- (b) análisis utilizando miembros de alma conectados con rótulas a cordones continuos, tal como se muestra en la Figura C-K2.4.

Para tubos rectangulares, el modo de falla que debe ser considerado solamente para el diseño de conexiones traslapadas es el estado límite de “distribución desbalanceada de carga” en las ramas, manifestado tanto por pandeo local de la rama en compresión como por falla de fluencia prematura en la rama en tracción. El procedimiento de diseño supone que una rama es soldada solamente al cordón y por lo tanto tiene un corte simple en su extremo. Esto puede ser considerado como una “buena práctica” y el “miembro que atraviesa” se define como el miembro traslapado. Para traslaces de menos de 100%, la otra rama es entonces doblemente cortada en sus extremos y soldada a la rama que atraviesa como también al cordón.

La rama que se selecciona para ser la “rama que atraviesa” o miembro traslapado debe ser la que tiene el mayor ancho total. Si ambas ramas tienen el mismo ancho, la rama más gruesa debe ser la rama traslapada.

Se han establecido límites en varios parámetros de conexión para conseguir un único modo de falla que controle (y no tener, por ejemplo, falla por una rama que empuje o hale de la otra rama), incluyendo el ancho y el espesor relativos de las dos ramas. El párrafo precedente sobre la fabricación con tubos rectangulares también se refiere a las

conexiones en K traslapadas en tubos redondos, pero lo último involucra un perfilado más complicado de los extremos de rama para entregar un buen ajuste en el montaje.

Los cálculos de las conexiones en K traslapadas de tubos rectangulares (Ecuaciones K2-17, K2-18, y K2-19) se realizan inicialmente sólo para la rama de traslape, sin considerar si esta sujeta a tracción o a compresión, y luego la resistencia de la rama traslapada es determinada de la rama de traslape. Las ecuaciones para la resistencia de la conexión, expresadas como una fuerza en una rama, están basadas en las contribuciones de transferencia de carga de las cuatro paredes de la rama que traslapa y siguen las recomendaciones de diseño del Instituto Internacional de Soldado (IIW, 1989; Packer y Henderson, 1997; AWS, 2010). Los anchos efectivos de las paredes de la rama que traslapa, transversales al cordón (b_{eo1} y b_{eo2}) dependen de la flexibilidad de la superficie en la que caen, y son derivadas de las medidas del ancho efectivo plancha – tubo (Rolloos, 1969; Wardenier y otros 1981; Davies y Packer, 1982). La constante de 10 en los términos de b_{eo1} y b_{eo2} ya han sido reducidos a partir de valores determinados en ensayos e incorporan un factor de ϕ 0,80 o un factor Ω de 1,88 en esos términos. Se aplica la misma lógica descrita arriba para el estado límite de punzonamiento en conexiones en T, Y, y cruz, adoptando un factor ϕ de 0,95 o un factor Ω de 1,58 según la AWS D1.1, y esto mismo ha sido traído a esta Especificación [aunque como se menciona previamente un factor de 1,0 es utilizado por el IIW (1989)].

La aplicabilidad de las Ecuaciones K2-17, K2-18, y K2-19 depende de la cantidad de traslape, O_v , donde $O_v = (q/p) \times 100\%$. Es importante destacar que p es la longitud proyectada (o huella imaginaria) de la rama que traslapa en la cara conectora del cordón, aunque no tenga contacto físico con el cordón. Además, q es la longitud traslapada medida a lo largo de la cara conectora del cordón por debajo de la región de traslape de las ramas. Esto está ilustrado en la Figura C-K1.1.

Un traslape máximo de 100% ocurre cuando una rama se monta completamente sobre la otra rama. En tales casos, la rama que traslapa es, en ocasiones, movida ligeramente hacia arriba de la rama traslapada de manera que el talón de la rama que traslapa pueda ser soldado con filete a la cara de la rama traslapada. Si la conexión se fabrica de esta manera, se crea un traslape un poco mayor al 100%. En tales casos, la resistencia de la conexión para la conexión de un tubo rectangular puede ser calculada por la Ecuación K2-19 pero con el término B_{bi} reemplazado por otro término b_{eo2} . Además, con respecto a los detalles de soldado, se ha encontrado experimentalmente que es admisible que se realiza solamente una soldadura de punto en el “pie escondido” de la rama traslapada, permitiendo que las componentes de las dos fuerzas de ramas normales al cordón se balanceen substancialmente una con otra. El “pie escondido” debe ser soldado completamente al cordón si las componentes normales de las dos fuerzas de rama difieren en más de 20%. Cuando las componentes de las dos fuerzas de rama normales al cordón difieren significativamente, la conexión debe ser verificada también para comportarse como una conexión en T, Y, o cruz, utilizando la huella combinada y la fuerza neta normal al cordón (ver la Figura C-K2.2).

K3. CONEXIONES DE MOMENTO TUBO-TUBO

La Sección K3 sobre conexiones tubo – tubo solicitadas por momentos es aplicable para marcos con conexiones de momento parciales o completas, tales como vigas Vierendeel. Las disposiciones de la Sección K3 no son aplicables para enrejados planos típicos (los que son cubiertos por la Sección K2), puesto que este debe ser analizado de manera que no resulten momentos de flexión en los miembros de alma (ver el Comentario Sección K2). En consecuencia, las conexiones en K con carga de momento en las ramas no están cubiertas por esta Especificación.

Hay muy pocos ensayos disponibles para conexiones de momento tubo – tubo comparados con los de conexiones en T, Y, cruz, y K cargados axialmente. Por lo tanto, los estados límites que controlan y deben ser verificados en conexiones cargadas axialmente, se han utilizado como base de los posibles estados límites en conexiones con carga de momento. De esta forma, el criterio de diseño para conexiones de momento para tubos redondos está basado en los estados límites de plastificación del cordón y falla por punzonamiento, con factores ϕ y Ω consistentes con la Sección K2, mientras que el diseño para conexiones de momento para tubos rectangulares están basados en los estados límites de plastificación de la cara de conexión del cordón, aplastamiento de la pared lateral del cordón, distribución desbalanceada de carga y falla por distorsión del cordón, con factores ϕ y Ω consistentes con la Sección K2. El modo de “falla por distorsión del cordón” es aplicable solamente para conexiones T con tubos rectangulares con un momento de flexión fuera del plano en la rama. Se puede prevenir la distorsión romboidal en la rama utilizando atiesadores o diafragmas para mantener la forma rectangular de la sección del cordón. Los límites de aplicación de las ecuaciones en la Sección K3 son reproducidos principalmente de la Sección K2. La base para estas ecuaciones en la Sección K3 es el Eurocódigo 3 (CEN, 2005), que representa una de las especificaciones o recomendaciones de consenso más actualizadas sobre conexiones soldadas tubo – tubo. Las ecuaciones en la Sección K3 también han sido adoptadas en la Guía de Diseño No.9 de CIDECT (Kurobane y otros, 2004).

K4. SOLDADURA DE PLANCHAS Y DE RAMAS A PERFILES TUBULARES RECTANGULARES

La Sección K4 reúne todas las normas sobre soldaduras para planchas y los miembros de las ramas a la cara de un perfil tubular en una sola sección. Además de reordenar las reglas de diseño para las soldaduras de planchas y conexiones excéntricas (ambas sin cambios) en un formato tabulado, las reglas de diseño para soldaduras han sido ampliadas para las conexiones en T, en Y y en cruz para incluir momentos, así como las cargas axiales, y agregando reglas de diseño “hechas a medida” para conexiones de traslapo.

El diseño de las soldaduras a las ramas puede ser desarrollado mediante los siguientes enfoques:

- (a) Las soldaduras pueden ser dimensionadas para desarrollar la capacidad de la pared de la rama conectada, en todos los puntos a lo largo de la longitud de la soldadura. Esto puede ser apropiado si la solicitud de rama es compleja o no es conocida por el diseñador de soldaduras. Las soldaduras dimensionadas de esta

manera representan un límite superior del tamaño de soldadura requerida y puede ser excesivamente conservador en algunas situaciones.

- (b) Las soldaduras pueden ser diseñadas como “ajustados según su propósito”, para resistir las fuerzas de rama que se conocen típicamente en conexiones tipo enrejado de tubos, mediante el uso de lo que se conoce como el “concepto de longitud efectiva”. Muchos miembros de alma tubulares poseen bajas cargas axiales, por una variedad de posibles razones, y en aquellas situaciones esta filosofía de diseño de soldadura es ideal. Sin embargo, se debe tomar en cuenta la solicitud no-uniforme del perímetro de soldadura debido a la flexibilidad de la cara conectora del tubo utilizando longitudes de soldadura efectivas. En la Tabla K4.1 se entregan longitudes efectivas apropiadas para varias conexiones de tubo rectangular solicitadas axialmente por ramas. Estas disposiciones son similares a aquellas entregadas en la AWS (20010) y están basadas en ensayos de escala real de enrejados con conexión de tubo en los cuales se estudió las fallas de la soldadura (Frater y Packer, 1992a; 1992b; Packer y Cassidy, 1995). Otras (las nuevas reglas incorporadas para momentos en conexiones en T, en Y y en cruz y las fuerzas axiales en conexiones traslapadas) están basadas en una extrapolación racional del concepto de la longitud efectiva empleado para el diseño del miembro. Los diagramas que muestran las ubicaciones de las longitudes efectivas de soldadura (muchas de las cuales son menores que el 100% de la longitud total de soldado) son mostradas en la Tabla K4.1. Este enfoque de longitud efectiva al diseño de soldaduras reconoce que la conexión entre la rama y el miembro principal se vuelve más rígida en a lo largo de sus bordes, relativo al centro de la cara del tubo, así como el ángulo de la rama a la cara de conexión y/o la razón de ancho (el ancho del miembro de la rama relativo a la cara de conexión) aumenta. Entonces, la longitud efectiva empleada para dimensionar la soldadura puede disminuir así como el ángulo del miembro de la rama (cuando es sobre 50° relativo a la cara de conexión) o el ancho del miembro de la rama (generando razones de ancho sobre 0,85) aumenta. Nótese que para la sencillez del cálculo y por que el error es insignificante, las esquinas de soldadura son supuestas como cuadradas para la determinación de las propiedades seccionales de la línea de soldado en ciertos casos.

Como se nota en el Comentario Sección K2, cuando las soldaduras en juntas traslapadas son adecuadas para desarrollar la resistencia de las paredes del miembro que permanecen, se ha encontrado experimentalmente que es admisible que se realice solamente una soldadura de punto en el “pie escondido” de la rama traslapada, lo que genera que las componentes de las fuerzas normales al cordón de los dos miembros de las ramas se contrapongan la una a la otra. El “pie escondido” deberá ser soldado completamente al cordón si las componentes normales de las fuerzas de las dos ramas difieren en más de un 20%. Si la filosofía de diseño de “diseño a medida” es empleado en una unión traslapada la soldadura oculta deberá ser completa incluso si la longitud efectiva de soldado resulta ser mucho menor que el perímetro del tubo. Esto ayuda a considerar los momentos que puedan ocurrir en conexiones típicas en tubos debido a las rotaciones en la unión y las deformaciones en la cara, pero que no son directamente considerados en el diseño.

A menos que nuevas investigaciones prueben lo contrario, los incrementos de resistencia por dirección de la soldadura típicamente usados en el diseño de soldaduras de filete no son permitidos en la Sección K4 cuando se suelda a la cara de miembros tubulares en conexiones de tipo enrejado. Adicionalmente, el diseño de las dimensiones de la soldadura en todos los casos mostrados en la Tabla K4.1 incluyendo las soldaduras ocultas bajo el miembro traslapado según se discute arriba, es la menor garganta de soldado alrededor del perímetro de la conexión; el añadir las resistencias de las secciones individuales del grupo de soldaduras con tamaños de gargantas variables alrededor del perímetro de la sección transversal no es un enfoque viable para el diseño de conexiones en perfiles tubulares.

CAPÍTULO L

DISEÑO PARA ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

L1. DISPOSICIONES GENERALES

Los estados límite de servicio son condiciones en las cuales las funciones de una edificación son afectadas por daño local, deterioro o deformación de componentes de la edificación, o falta de comodidad de los ocupantes. Si bien los estados límite de servicio generalmente no involucran el colapso de una edificación, la pérdida de vidas o lesiones, pueden afectar seriamente su utilidad e implicar reparaciones costosas u otras consecuencias económicas. Las disposiciones de servicio son esenciales para lograr un desempeño adecuado de los sistemas estructurales de una edificación. La falta de atención a las condiciones de servicio puede derivar en estructuras excesivamente flexibles o dicho de otra forma, estructuras que se comportan de manera inaceptable bajo condiciones de servicio.

Los tres tipos generales de comportamiento estructural que son indicativos de condiciones de servicio afectadas en las estructuras de acero son:

- (1) Deformaciones o rotaciones excesivas que pueden afectar la apariencia, función o drenaje del edificio o que pueden causar transferencia de carga dañina a componentes y agregados no estructurales.
- (2) Vibraciones excesivas producidas por las actividades de los ocupantes del edificio, equipamiento mecánico, o por efecto del viento, los cuales pueden causar incomodidad a los ocupantes o malfuncionamiento del equipamiento de servicio del edificio; y
- (3) Daño local excesivo (fluencia local, pandeo, deslizamiento o agrietamiento) o deterioro (desgaste, corrosión y decoloración) durante la vida de servicio de la estructura.

Los estados límite de servicio dependen de la ocupación o función de la edificación, de las percepciones de sus ocupantes, y del tipo de sistema estructural. Valores límite de comportamiento estructural tendientes a proveer niveles adecuados de condiciones de servicio debieran ser determinados por un equipo formado por el dueño/inmobiliaria del edificio, el arquitecto, y el ingeniero estructural luego de un cuidadoso análisis de todos los requerimientos y restricciones funcionales y económicos. En la determinación de los límites de servicio, el equipo debiera tomar en cuenta que los ocupantes de la edificación son capaces de percibir deformaciones estructurales, movimientos, agrietamiento u otras señales de peligro a niveles que son mucho menores que aquellos que indicarían daño estructural inminente o falla. Dichas señales de peligro pueden ser vistas como un indicador que la edificación es insegura y reducir su valor económico, y por lo tanto deben ser considerados al momento de proyectarla.

Las cargas de servicio que puede ser necesario tener en consideración para evaluar condiciones de servicio incluyen: (1) cargas estáticas de los ocupantes, nieve o lluvia en el techo, o fluctuaciones de temperatura; y (2) cargas dinámicas producto de actividades humanas, efectos de viento operación de equipos mecánicos y de servicio del edificio, o tráfico cercano a la edificación. Las cargas de servicio son cargas que actúan sobre la estructura en un instante arbitrario en el tiempo, y pueden ser solo una fracción de la carga nominal correspondiente. La respuesta de la estructura a cargas de servicio generalmente puede ser analizada suponiendo un comportamiento elástico. Aquellos miembros que acumulen deformaciones residuales bajo cargas de servicio pueden ser necesario examinarlos respecto a este comportamiento de largo plazo.

Los estados límites de servicio y combinaciones de carga apropiadas para evaluar conformidad a los requisitos de servicio pueden ser encontrados en ASCE 7, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Apéndice C, y el Comentario del Apéndice C (ASCE, 2010).

L2. CONTRAFLECHA

La contraflecha se especifica frecuentemente cuando se desea obtener una superficie a nivel bajo *cargas permanentes*, por razones de apariencia o alineamiento con otro trabajo. En circunstancias normales la contraflecha no previene en absoluto deformación excesiva o vibración. La contraflecha en enrejados, se consigue normalmente mediante ajuste de los largos de los elementos, previo a la ejecución de las conexiones. En el caso de vigas, se consigue normalmente mediante calentamiento controlado de partes seleccionadas de ella o por doblado en frío, o ambas. Los diseñadores deben estar concientes de los límites prácticos que se aplican en las prácticas normales de fabricación y montaje. El *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC, 2010c) entrega tolerancias en contraflechas reales y recomienda que toda contraflecha sea medida en el lugar de fabricación en miembros no cargados, de acuerdo con las pautas generales. Mayor información sobre contraflechas puede ser encontrada en Ricker (1989) y en Bjorhjovde (2006).

L3. DEFORMACIONES

Las deformaciones verticales excesivas y la falta de alineamiento surgen principalmente de 3 fuentes: (1) cargas gravitacionales, tales como cargas muertas, vivas y de nieve; (2) efectos de temperatura, fluencia lenta y asentamientos diferenciales; y (3) errores y tolerancias de construcción. Tales deformaciones pueden ser visualmente objetables; producir agrietamiento, pérdida de recubrimiento exterior o separación en puertas, ventanas y sellos; y causar daño a componentes interiores o terminaciones. Los límites de deformación apropiados dependerán del tipo de estructura, detallamiento y uso deseado (Galambos y Ellingwood, 1986). Históricamente, los límites comunes para miembros horizontales han sido 1/360 de la luz para pisos sujetos a carga viva reducida y 1/240 de la luz para miembros de techo. Deformaciones del orden de 1/300 de la luz (para voladizos, 1/150 del largo) son visibles y pueden llevar a daño arquitectónico o pérdida de recubrimiento. Deformaciones mayores a 1/200 de la luz pueden afectar la operación de componentes móviles como puertas, ventanas y tabiques deslizables.

Los límites de deformación dependen mucho de la función de la estructura y la naturaleza de la construcción soportada. Los límites tradicionales expresados como una fracción de la luz no debieran ser extrapolados más allá de la experiencia. Por ejemplo, el límite tradicional de 1/360 de la luz funcionó bien para controlar grietas en cielos de yeso con luces comunes en la primera mitad del siglo veinte. Muchas estructuras con mayor flexibilidad se han comportado satisfactoriamente con los ahora comunes, y más tolerantes, sistemas de cielo. Por otra parte, con la aparición de mayores luces estructurales, se han observado problemas de servicio con cielos de malla flexibles donde las deformaciones reales fueron mucho menores que 1/360 de la luz, debido a que la distancia entre tabiques u otros elementos que pudieran interferir con la deformación del cielo son bastante menores que la luz del miembro estructural. El control adecuado de las deformaciones es un tema complejo que requiere de la aplicación cuidadosa del criterio profesional. West, Fisher y Griffis (2003) entregan una extensa discusión sobre los problemas.

Los cálculos de deformación para vigas compuestas debieran incluir un ajuste por deslizamiento, fluencia lenta y retracción (ver Comentario Sección I3).

En ciertos sistemas de piso de luz larga, puede ser necesario establecer un límite (independiente de la luz) en la deformación máxima para minimizar la posibilidad de dañar elementos no estructurales adyacentes (ISO, 1977). Por ejemplo, puede ocurrir daño a tabiques no resistentes a cargas si la deformación vertical excede más de alrededor de unos 10 mm, a menos que se tomen precauciones especiales para movimiento diferencial (Cooney y King, 1988); sin embargo, muchos componentes pueden y aceptan mayores deformaciones.

Las combinaciones de carga para verificar deformaciones estáticas pueden ser desarrolladas utilizando análisis de confiabilidad de primer orden (Galambos y Ellingwood, 1986). Las pautas actuales de deformación estática para sistemas de piso y de techo son adecuadas para limitar daño superficial en la mayoría de las edificaciones. Una carga combinada con una probabilidad anual de excedencia de 5 % es adecuada en la mayoría de los casos. Para los estados límite de servicio que incluyen deformaciones visualmente objetables, agrietamiento reparables u otros daños a terminaciones interiores, y otros efectos de corto plazo, las combinaciones de carga sugeridas son:

$$D + L$$

$$D + 0,5S$$

Para los estados límite de servicio que incluyen fluencia lenta, asentamiento o efectos de largo plazo similares, la combinación de carga sugerida es:

$$D + 0,5L$$

El efecto de carga muerta, D, puede ser aquella parte de la carga muerta que se presenta luego de la colocación de los componentes no estructurales. Por ejemplo, en construcción compuesta, los efectos de carga muerta suelen ser tomados como aquellos aplicados luego que el hormigón ha curado. Para cálculos relativos al cielo, los efectos de carga muerta pueden incluir aquellas cargas aplicadas luego que la estructura de cielo está en su lugar.

L4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS

El desplazamiento lateral relativo o deriva en una edificación de acero es un problema de servicio asociado principalmente a efectos de viento o sismo. Los límites impuestos a estos desplazamientos laterales de una edificación pretenden minimizar el daño a recubrimientos, muros y tabiques no estructurales. El desplazamiento lateral del marco es evaluado para el edificio como un todo, donde el parámetro que se utiliza es el *desplazamiento lateral total de la edificación* (definido como la deformación lateral del marco en el piso mas ocupado dividida por la altura del edificio hasta ese piso, Δ/H). Para cada piso, el parámetro utilizado es el *desplazamiento lateral de entrepiso* (definido como la deformación lateral de un piso relativa la deformación lateral del piso inmediatamente inferior, dividida por la distancia entre pisos, $(\delta_n - \delta_{n-1})/h$).

Los límites típicos de desplazamiento lateral usados comúnmente varían de $H/100$ a $H/600$ para el *desplazamiento lateral total la edificación* y $h/200$ a $h/600$ para *desplazamiento lateral de entrepiso*, dependiendo del tipo de edificación y del tipo de recubrimiento o materiales de tabiquería utilizados. Los valores más ampliamente utilizados son $H(o\ h)/400$ a $H(o\ h)/500$ (ASCE Task Committee on Drift Control of Steel Building Structures, 1988). Un límite absoluto para el *desplazamiento lateral de entrepiso* es a veces impuesto por los ingenieros por la evidencia que el daño a tabiques no estructurales, recubrimiento y vidriería puede ocurrir cuando el desplazamiento lateral de entrepiso excede alrededor de 10 mm (3/8 pulg.), a menos que se utilicen métodos de detallamiento especial para permitir mayores movimientos (Cooney y King, 1988; Freeman, 1977). Muchos componentes pueden aceptar deformaciones que son significativamente mayores. Información más específica sobre el umbral de daño para materiales de construcción está disponible en la literatura (Griffis, 1993).

Es importante darse cuenta que deformación del marco o distorsión de corte (en otras palabras, deformación unitaria) es la verdadera causa de daño a elementos de las edificaciones tales como recubrimientos y tabiquería. El desplazamiento lateral sólo representa la componente horizontal del marco y no incluye la potencial deformación vertical (como el producto del acortamiento vertical de columnas en edificios altos), que también contribuye al daño. Además, algunos desplazamientos laterales pueden ser causados por la rotación como cuerpo rígido del recubrimiento o tabique el cual por si mismo no produce deformación unitaria y por lo tanto daño. Un parámetro más preciso para medir el daño potencial, el *índice de daño por desplazamiento lateral*, ha sido propuesto (Griffis, 1993).

Se debe enfatizar que una estimación razonablemente precisa de estimar el desplazamiento lateral de unas edificación es esencial para controlar el daño. El análisis estructural debe captar todos los componentes significativos de la potencial deformación del marco incluyendo la deformación por flexión de vigas y columnas, deformación axial en columnas y riostras, deformación de corte en vigas y columnas, rotación de uniones viga-columna (deformación de la zona panel), el efecto del tamaño de la unión del miembro, y el efecto P-Δ (Charney, 1990). Para muchos marcos de acero de poca altura con anchos de vano normales de 9 a 12m, el uso de dimensiones centro a centro entre columnas sin considerar el tamaño real de la unión viga columna y los efectos de zona panel usualmen-

te serán suficientes para verificar límites de desplazamiento lateral. El efecto de rigidización de los recubrimientos, muros y tabiques no estructurales puede ser considerado si se cuenta con información corroborada (comportamiento tensión versus deformación) respecto a su efecto.

El nivel de la carga de viento utilizada para verificar los límites de desplazamiento lateral varía entre los ingenieros dependiendo de la frecuencia con la cual el potencial daño puede ser tolerado. Algunos ingenieros utilizan la misma carga de viento nominal (carga de viento especificada por el código de diseño sin factor de carga) como se usa para la resistencia de diseño de los miembros (típicamente una carga de viento en un intervalo de recurrencia media de 50 a 100 años). Otros ingenieros utilizan una carga de viento en un intervalo de recurrencia media de 10 a 20 años (Griffis, 1993; ASCE, 2010). El uso de cargas de viento mayoradas (carga de viento nominal multiplicada por el factor de carga de viento) es generalmente considerado muy conservador cuando se evalúa condiciones de servicio.

Es importante tener en consideración que los límites de control de desplazamiento lateral por sí mismos en edificaciones sensibles al viento no otorgan comodidad a los ocupantes cuando actúa el viento. Ver la Sección L6 para información adicional respecto a la percepción del movimiento en edificaciones sensibles al viento.

L5. VIBRACIÓN

El uso creciente de materiales de alta resistencia con sistemas estructurales eficientes y disposiciones arquitectónicas de planta abierta lleva a sistemas de piso de mayor luz y más flexibles con menor amortiguamiento. Por lo tanto, las vibraciones de piso se han convertido en una importante consideración de diseño. La aceleración es el estándar recomendado para su evaluación.

Una extensa discusión de la vibración en sistemas de piso sobre marcos de acero y puentes peatonales se encuentra en la Guía de Diseño No. 11 preparada por Murray y otros (1997). Esta guía provee principios básicos y herramientas analíticas sencillas para evaluar sistemas de piso sobre marcos de acero y pasarelas para vibración en condición de servicio debido a las actividades humanas, que incluyen caminar y actividades rítmicas. Se considera tanto la comodidad de las personas como la necesidad de controlar el movimiento en el caso de equipos sensibles.

L6. MOVIMIENTO INDUCIDO POR EL VIENTO

Quienes diseñan edificaciones sensibles al viento hace tiempo han reconocido la necesidad de controlar vibraciones desagradables producidas por el viento para proteger el bienestar psicológico de los ocupantes (Chen y Robertson, 1972). La percepción del movimiento de la edificación bajo la acción del viento puede ser descrita mediante variables físicas como los valores máximos del desplazamiento, velocidad, aceleración y razón de cambio de la aceleración (también llamado “jerk”). La aceleración se ha convertido en el estándar para evaluación, debido a que es medida fácilmente en terreno y puede ser calculada analíticamente de manera sencilla. La respuesta humana al movimiento de edificaciones es un fenómeno complejo que incluye varios factores psicológicos y fisiológicos.

lógicos. Se sabe que los umbrales de percepción y tolerancia de la aceleración como una medida del movimiento de la edificación dependen de factores tales como la frecuencia de la estructura, género del ocupante, edad, postura corporal (sentado, parado o reclinado), orientación del cuerpo, expectativa de movimiento, movimiento del cuerpo, señales visuales, pistas acústicas, y el tipo de movimiento (traslacional o torsional) (ASCE, 1981). Existen diferentes umbrales y niveles de tolerancia para diferentes personas y las respuestas pueden ser muy subjetivas. Se sabe que algunas personas se pueden acostumbrar al movimiento de la edificación y tolerar niveles más altos que otras. Existe limitada investigación sobre este tema pero se han aplicado ciertos estándares para diseño como se discute debajo.

La aceleración en edificaciones sensibles al viento puede expresarse tanto como la raíz cuadrática media (RMS) o pico de aceleración. Ambas medidas son utilizadas en la práctica y no existe acuerdo claro sobre cual es la medida más apropiada de percepción del movimiento. Algunos investigadores creen que el pico de aceleración durante tormentas de viento es una mejor medida de la percepción real pero que la RMS de aceleración durante la tormenta de viento completa es una mejor medida de la incomodidad real. Un pico de aceleración objetivo de 21 mili-g (0,021 veces la aceleración de gravedad) para edificaciones comerciales (ocupados mayormente durante las horas de luz del día) y 15 mili-g para edificaciones comerciales (ocupados durante todo el día) bajo una tormenta de viento en un intervalo de recurrencia media de 10 años ha sido utilizada satisfactoriamente en la práctica para el diseño de muchos edificios altos (Griffis, 1993). El objetivo es por lo general más estricto para edificaciones residenciales debido a la ocupación continua, la idea de que las personas son menos sensibles y más tolerantes en el trabajo que en el hogar, el hecho de que hay más movimiento de gente en edificaciones comerciales, y el hecho de que las edificaciones comerciales son evacuados más fácilmente para eventos de viento pico. En edificaciones sensibles al viento la aceleración pico y aceleración RMS están relacionadas por el “factor pico” determinado de mejor forma en un estudio de túnel de viento y generalmente en el rango de 3,5 para edificios altos (en otras palabras, pico de aceleración = factor pico x aceleración RMS). En la literatura se puede encontrar orientación para niveles de aceleración de diseño usados en el diseño de edificios (Chen y Robertson, 1972; Griffis, 1993; Hansen y Reed, 1973; Irwin, 1986; NRCC, 1990).

Es importante tener en cuenta que la percepción al movimiento de la edificación está fuertemente influenciada por la masa del edificio y el amortiguamiento disponible así como por la rigidez (Vickery y otros, 1983). Por este motivo, los límites de desplazamiento lateral por si solos no deben ser usados como la única medida para controlar el movimiento de la edificación (Islam, Ellingwood y Cortis, 1990). Los niveles de amortiguamiento a usar en la evaluación del movimiento de las edificaciones bajo eventos de viento son generalmente considerados como aproximadamente el 1 % del amortiguamiento crítico para edificios de acero.

L7. EXPANSIÓN Y CONTRACCIÓN

El ajuste satisfactorio de la expansión y la contracción no puede ser reducido a unas cuantas reglas simples, sino que debe depender en gran medida del criterio de un ingeniero calificado.

Es más probable que el problema sea más serio en edificios con muros de albañilería que en aquellos con unidades prefabricadas. La separación completa del marco por juntas de expansión ampliamente espaciadas es por lo general más satisfactorio que dispositivos colocados frecuentemente que dependen del deslizamiento de las partes en contacto, y usualmente más económico que juntas de balancín o de rodillo.

La fluencia lenta y la retracción del hormigón así como la fluencia del acero están entre las causas, además de la temperatura, de cambios dimensionales. Debieran ser consideradas las condiciones durante la construcción, tales como el efecto de la temperatura antes de colocar la cubierta de la estructura.

Indicaciones sobre las dimensiones recomendadas y el espaciamiento de juntas de expansión en edificios se pueden encontrar en la NRC (1974).

L8. DESLIZAMIENTO EN LAS CONEXIONES

En uniones apernadas con pernos en agujeros que tienen pequeños espacios libres, tales como agujeros estándar y agujeros ranurados cargados transversalmente al eje de la ranura, la magnitud del deslizamiento posible es pequeña. No es probable que el deslizamiento en estas conexiones tenga implicancias en el servicio. Posibles excepciones incluyen ciertas situaciones inusuales en que el efecto de deslizamiento es magnificado por la configuración de la estructura, como es el caso de la conexión en la base de una viga esbelta en voladizo o poste en la cual un pequeño deslizamiento de perno puede producir una rotación o deformación inaceptable.

Esta Especificación exige que las conexiones con agujeros sobredimensionados o agujeros ranurados cargados paralelo al eje de la ranura sean diseñados como conexiones de deslizamiento crítico. Para una discusión sobre el deslizamiento en estas conexiones ver el Comentario de la Sección J3.8. Donde el deslizamiento bajo cargas de servicio sea una posibilidad real en estas conexiones, se debe considerar el efecto del deslizamiento de la conexión en las condiciones de servicio de la estructura.

CAPÍTULO M

FABRICACIÓN Y MONTAJE

M1. PLANOS DE TALLER Y DE MONTAJE

La información suplementaria relevante para la documentación de los planos de taller y de fabricación asociados, el montaje y las prácticas de inspección puede ser encontrada en el *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC, 2010c) y en Schuster (1997)

M2. FABRICACIÓN

1. Contraflecha, Curvado y Enderezado

Adicionalmente a los medios mecánicos, se permite la aplicación local de calor para curvar, dar contraflecha o enderezar. Las temperaturas máximas son especificadas para evitar daño metalúrgico y una alteración inadvertida de las propiedades mecánicas. Para aceros A514/A514M y A852/A852M, la máxima temperatura permitida es 590 °C (1,100 °F). Para otros aceros, la máxima es de 650 °C (1,200 °F). En general, estos valores no deben ser tomados como máximos absolutos: ellos incluyen una variación admisible de alrededor de 38° (100 °F), la que es un rango común alcanzado por productores con experimentados (EHWA, 1999).

Las temperaturas deben ser medidas mediante medios apropiados, tales como marcadores de la temperatura y el color del acero. Rara vez se requieren de mediciones precisas de la temperatura. Además, las mediciones de la temperatura en la superficie no deben ser realizadas inmediatamente después de quitar la antorcha que calienta el acero pues toma unos pocos segundos para que el calor se absorba por el acero.

La aplicación local de calor ha sido utilizada por mucho tiempo como una forma de enderezar o dar contraflecha a vigas. Con este método, las zonas seleccionadas son rápidamente calentadas y tienden a expandirse. Pero esta expansión es resistida por la restricción proporcionada por las áreas alrededor sin calentar. Entonces, las áreas calentadas están “alteradas” (incremento en el espesor) y, después de enfriarse, se acortan por efecto del cambio en la curvatura. En el caso de enrejados y vigas principales, la contraflecha puede ser realizada durante el ensamblaje de las partes componentes.

A pesar de que la curvatura deseada o contraflecha puede ser obtenida por diversos métodos, incluyendo el de la temperatura de la sala (contraflechado en frío) (Bjorhovde, 2006), se debe tener presente que es inevitable cierta desviación debido a consideraciones de ejecución y cambio permanente durante la manipulación. La contraflecha se define usualmente por una ordenada media, ya que controlar más de un punto es difícil e innecesario normalmente. Invertir las contraflechas es difícil de lograr y no se recomienda. Voladizos largos son sensibles a la contraflecha y pueden necesitar un control más preciso.

2. Corte Térmico

El corte térmico es preferentemente hecho a máquina. El requisito de un precalentamiento positivo de 66 °C (150 °F) mínimo cuando se recorta térmicamente los extremos de las vigas y las perforaciones de acceso para soldadura en perfiles laminados en caliente ASTM A6/A6M con espesor de ala mayor a 50 mm y en perfiles soldados hechos de material de espesor mayor a 50 mm tiende a minimizar la capa dura superficial y el inicio de grietas. Este requisito de precalentamiento para corte térmico no se aplica cuando la porción radial del agujero de acceso o del recorte es perforado y la parte cortada térmicamente es esencialmente lineal. Se requiere que dichas superficies cortadas térmicamente sean esmeriladas e inspeccionadas de acuerdo con la Sección J1.6.

4. Construcción Soldada

Para evitar la contaminación de la soldadura, debe removese con un solvente adecuado la delgada capa de aceite que normalmente se encuentra presente luego de la fabricación de un HSS en los lugares donde se llevará a cabo la soldadura. En casos en que la cobertura externa ha sido aplicada durante el cepillado, la cobertura debiera ser removida en el lugar de la soldadura o se debiera consultar al fabricante la factibilidad de soldar si se tiene dicha cobertura.

5. Construcción Apernada

En la mayoría de las conexiones hechas con pernos de alta resistencia, sólo se requiere instalar los pernos ajustados firmemente. Esto incluye las conexiones de aplastamiento donde se permite deslizamiento y, sólo para pernos ASTM A325 o A325M, aplicaciones de tracción (o corte y tracción combinados) donde el afloje o la fatiga debido a vibración o fluctuaciones de carga no son consideraciones de diseño.

Se sugiere el uso de pernos ASTM A325 o A490 en conexiones de aplastamiento ajustadas firmemente en las aplicaciones donde se permiten pernos A307.

Esta sección entrega reglas para el uso de agujeros sobredimensionados y ranurados haciendo un paralelo con las disposiciones que han estado en la Especificación RCSC desde 1972 (RCSC, 2004), extendidas para incluir pernos A307, que están fuera del alcance de la Especificación RCSC.

La Especificación antes limitaba los métodos usados para hacer perforaciones, basados en la práctica común y la capacidad de los equipos. Los métodos de fabricación han cambiado y siguen haciéndolo. Para reflejar estos cambios, esta Especificación ha sido modificada para definir la calidad aceptable en vez de especificar el método utilizado para formar agujeros, y específicamente para permitir agujeros cortados térmico. El Ejemplo 3 de AWS C4.7 es útil como un indicador del perfil cortado térmico que es aceptable (AWS, 1977). Se espera que el uso de equipo controlado numéricamente o guiado mecánicamente para la formación de agujeros cortados térmico. Al punto que los límites anteriores pueden haber estado relacionados a la operación segura en el taller de fabricación. Normalmente, los fabricantes se basan en las indicaciones de los fabricantes de equipos para establecer los límites de operación de los equipos y las herramientas.

10. Agujeros de Drenaje

Debido a que el interior de un HSS es difícil de inspeccionar, se expresa la preocupación respecto a la corrosión interna. Sin embargo, una buena práctica de diseño puede eliminar la preocupación y la necesidad de protección costosa.

La corrosión ocurre en presencia de oxígeno y agua. En una edificación cerrada, es poco probable que exista reintroducción suficiente de humedad como para causar corrosión severa. Por lo tanto, la protección interna a la corrosión es sólo una consideración en HSS que están expuestos a la intemperie.

En un HSS sellado, la corrosión interna no puede ir más allá del punto donde el oxígeno o la humedad necesarios para la oxidación química se consumen (AISI, 1970). La profundidad de oxidación es insignificante cuando el proceso de corrosión debe terminar, incluso cuando se tiene una atmósfera corrosiva al momento de sellar. Si existen pequeñas aberturas en las conexiones, la humedad y el aire pueden entrar al HSS por acción capilar o por aspiración debido al vacío que se forma cuando el HSS es enfriado rápidamente (Blodgett, 1967). Esto se puede prevenir proporcionando agujeros presión que regulen la presión en puntos que hagan imposible que el agua ingrese por gravedad al HSS.

Situaciones donde puede ser necesario una cobertura interna incluyen: (1) HSS abierto donde son posibles cambios en el volumen de aire por ventilación o flujo directo de agua; y (2) HSS abierto sujeto a un gradiente de temperatura que produzca condensación. En tales circunstancias también puede ser prudente el uso de un espesor mínimo de pared de 8 mm (5/16 in.).

Los HSS que son llenados o parcialmente llenados con hormigón no debieran ser sellados. En caso de incendio, el agua en el hormigón se vaporizará y puede generar la presión suficiente como para reventar del HSS. Se debieran tomar los cuidados necesarios para que el agua no permanezca dentro el HSS durante y después de la construcción, ya que la expansión producida por el congelamiento puede ser suficiente para reventarlo.

Los grupos de HSS galvanizados no debieran ser sellados completamente ya que los repentinos cambios de presión durante el proceso de galvanizado pueden reventar los componentes sellados.

11. Requisitos para Miembros Galvanizados

Se ha observado agrietamiento en miembros de acero durante el galvanizado por inmersión en caliente. La ocurrencia de dichas grietas se ha correlacionado con varias características que incluyen, pero que no se limitan a, detalles muy restringidos, química del material base, prácticas de galvanizado, y la ejecución de la fabricación. El requisito de esmerilar los recortes en los extremos de vigas antes de galvanizar no va a prevenir que ocurran todas las grietas durante el galvanizado, sin embargo se ha demostrado que es una manera efectiva de reducir la ocurrencia de dicho fenómeno.

El galvanizado del acero estructural y equipamiento como cierres es un proceso que depende un detallamiento especial de diseño y fabricación para lograr el nivel deseado de protección a la corrosión. La ASTM ha publicado una serie de estándares relativos a acero galvanizado estructural:

ASTM A123 (ASTM, 2009e) proporciona un estándar para la cubierta galvanizada y su medición e incluye disposiciones para los materiales y la fabricación de los productos a ser galvanizados.

ASTM A153 (ASTM, 2009e) es un estándar para equipamiento tal como cierres que van a ser centrifugados.

ASTM A384/A384M (ASTM, 2007a), Standard Practice for Safeguarding Against Warpage and Distortion During Hot-Dip Galvanizing. Incluye información sobre factores que contribuyen al alabeo y la distorsión así como también sugerencias para la corrección de los grupos fabricados.

ASTM A385/A385M (ASTM, 2009b), Standard Practice for Providing High Quality Zinc Coatings. Incluye información sobre materiales base, ventilación, tratamiento de superficies en contacto, y limpieza. Muchas de estas disposiciones se deben indicar en los planos de diseño y de detalle.

ASTM A780 (ASTM, 2009c) para la reparación de áreas dañadas y no cubiertas de cubiertas galvanizadas por inmersión en caliente.

M3. PINTURA DE TALLER

1. Requisitos Generales

La condición superficial en los marcos de acero no pintados de edificios antiguos que han sido demolidos se ha encontrado inalterada desde el momento de su montaje, excepto en puntos aislados donde pueden haber ocurrido fugas. Incluso en presencia de fuga, la protección de taller es de poca influencia (Bigos y otros, 1954).

Esta Especificación no define el tipo de pintura a ser usada cuando se necesita la protección de taller. La exposición final y preferencia individual con respecto a la pintura final son los factores que determinan la elección de un imprimador apropiado. Un extenso tratamiento de este tema se encuentra en publicaciones SSPC.

3. Superficies de Contacto

Deben ser consideradas las preocupaciones especiales respecto a las superficies de contacto en HSS deben ser consideradas. Como resultado de la fabricación, generalmente se encuentra una ligera capa de aceite en la superficie exterior del HSS. Cuando se especifica pintura, se debe limpiar con un solvente adecuado esta capa de aceite del HSS; Ver SSPC (2000).

5. Superficies Adyacentes a las Soldaduras de Terreno

Esta Especificación permite la soldadura materiales de superficie, incluyendo las protecciones de taller apropiadas que no afecten negativamente la calidad de la soldadura ni produzcan gases nocivos.

M4. MONTAJE

2. Estabilidad y Conexiones

Para información sobre el diseño de soportes laterales temporales y los componentes para edificaciones de poca altura ver Fisher y West (1997).

4. Ajuste de Uniones de Compresión y Placas de Base

Ensayos en columnas a escala real empalmadas con uniones que han sido intencionalmente cepilladas fuera de escuadra, con relación ya sea al eje fuerte como al eje débil, demostraron que la capacidad de trasmitir carga fue similar a la de columnas sin empalmes (Popov y Stephens, 1977) En los ensayos, no fueron llenadas las separaciones de 2 mm (1/16 in.); las separaciones de 6 mm (1/4 plg) con planchas de relleno de caras paralelas y acero templado. En los ensayos se utilizaron soldaduras de penetración parcial de tamaño mínimo. No se realizaron ensayos en miembros con separaciones mayores a 6 mm. (1/4 plg).

5. Soldadura en Terreno

La Especificación incorpora a AWS D1.1 (AWS, 2010) por referencia. Los requisitos de preparación de superficies están definidos en dicho código. El instalador es responsable de reparar los daños de rutina y la corrosión ocurrida después de la fabricación. El soldado en superficies con cobertura requiere consideraciones relativas a la calidad y la seguridad. El cepillado con acero ha demostrado resultar en soldaduras de una calidad adecuada en numerosos casos. Los procedimientos de soldaduras de montaje acomodan las condiciones del sitio del proyecto dentro del rango de variables normalmente usados en el soldado de acero estructural. El soldado a materiales en contacto con concreto y ensamblajes soldados en los que la retracción puede agregar en un orden de magnitud pueden ser mejorados mediante una juiciosa selección de las variables de los procedimientos de soldado y de ajuste. Estas condiciones son dependientes de otras variables tales como la condición y el contenido del concreto y los detalles de diseño de la junta soldada. El rango de procedimientos de soldado considerados en la precalificación del proceso a ser empleadas por el instalador es el rango normalmente usado.

CAPÍTULO N

CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

N1. ALCANCE

El Capítulo N de la Especificación 2010 entrega los requisitos mínimos para el control de calidad (QC), aseguramiento de la calidad (QA) y ensayos no destructivos (NDT) para sistemas de acero estructural y elementos de acero de miembros compuestos para edificios y otras estructuras. Observaciones mínimas y tareas de inspección consideradas necesarias para asegurar la calidad de las construcciones de acero estructural son definidas.

El Capítulo N define un sistema comprensible de requisitos de “Control de Calidad” para el fabricante y el instalador y requisitos similares para el “Aseguramiento de la Calidad” a cargo de los representantes del dueño del proyecto cuando es considerado necesario para complementar el control de calidad del contratista. Estos requisitos ejemplifican principios reconocidos acerca de involucrar todos los niveles del manejo y ejecución en el proceso de control de la calidad, como el modo más efectivo de alcanzar cierta calidad en el producto construido. El Capítulo N suplementa estos requisitos de control de calidad, con responsabilidades de aseguramiento de la calidad en forma que son consideradas adecuadas para una tarea específica. Los requisitos del Capítulo N siguen los mismos requerimientos para inspecciones utilizados en la Especificación AISC, los que se refieren a *Structural Welding Code —Acero* (AWS, 2010), de aquí en adelante referido como AWS D1.1/D1.1M, y en *RCSC Specification for Structural Joints Using High Strength Bolts* (RCSC, 2009), de aquí en adelante referido como la Especificación RCSC.

Bajo la Sección 8 de AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC, 2010c), de aquí en adelante referido como *Code of Standard Practice*, el fabricante o el instalador debe implementar un sistema de QC como parte de sus operaciones normales. Aquellos que participan en una Certificación de Calidad AISC o algún programa similar deben desarrollar sistemas de QC como parte de dichos programas. El ingeniero a cargo debe evaluar que es parte del sistema QC del fabricante o del instalador al determinar los requisitos de aseguramiento de la calidad de cada proyecto. Donde el sistema QC del fabricante o del instalador sea considerado adecuado para cada proyecto, incluyendo la conformidad con cualquier necesidad específica del proyecto, la inspección especial o el plan de aseguramiento de la calidad debe ser modificado para reflejar esto. De forma similar, donde necesidades adicionales sean identificadas, se debe de especificar requerimientos supplementarios.

La terminología adoptada para el uso del Capítulo N intenta proveer una distinción clara de los requisitos del fabricante y del instalador y los requisitos de terceros. La definición de QC y de QA usada aquí es consistente con la empleada en actividades relacionadas, como la de la industria de puentes de acero, y es empleada para los propósitos de esta

Especificación. Es reconocido que estas definiciones no son las únicas en uso. Por ejemplo, QC y QA son definidos en forma diferente en el programa de certificación AISC de forma tal que sea útil para dicho programa y sea consistente con la organización internacional de estandarización (ISO) y American Society for Quality (ASQ).

Para los propósitos de esta Especificación, el control de la calidad incluye aquellas tareas realizadas por el fabricante y el instalador del acero que tienen un efecto en la calidad o son realizadas para medir o confirmar la calidad. Las tareas de aseguramiento de la calidad realizadas por organizaciones distintas al fabricante o instalador tienen como intención proporcionar un nivel de seguridad de que el producto cumple los requerimientos del proyecto.

Los términos control de calidad y aseguramiento de la calidad son empleados a través de este Capítulo para describir las tareas de inspección requeridas para realizar por el fabricante y por el instalador y por el representante del dueño del proyecto respectivamente. Las tareas de aseguramiento de la calidad son inspecciones realizadas cuando sea requerido por el código de construcción aplicable (ABC) o por la autoridad competente (AHJ), y designadas como “Inspecciones Especiales”, o de otra forma requerida por el dueño del proyecto o por el ingeniero a cargo.

El Capítulo N define dos niveles de inspección para las tareas de inspección requeridas, etiquetándolas como “observar” o “realizar”. Esto es en contraste con la terminología común de los códigos de construcción los que usan o han usado los términos “periódico” o “continuo”. La razón para este cambio en la terminología refleja la naturaleza multi-tarea de las operaciones de soldado y de colocación de pernos de alta resistencia, y las requeridas inspecciones durante cada fase específica. En los requisitos de International Building Code 2009 (IBC) (ICC, 2009) para inspecciones especiales de acero estructural se refiere en términos muy generales a la “Inspección del soldado” y a la “Inspección del apernado de alta resistencia”. Sin embargo, las operaciones de soldado y de colocación de pernos de alta resistencia están cada una compuestas de múltiples tareas. En IBC no se define específicamente que el alcance de estas inspecciones está implicado durante cualquier fase particular de estas operaciones. En vez de la Tabla 1704.3 en que IBC 2009 refiere a AWS D1.1/D1.1M por las inspecciones de las soldaduras, y la Especificación AISC 2005 *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 2005a), Sección M2.5 para inspecciones de apornado de alta resistencia. Estos documentos referidos proporcionan requisitos que pertenecen a tareas de inspección específicas.

N2. PROGRAMAS DE CALIDAD PARA EL FABRICANTE Y EL INSTALADOR

Numerosos requisitos de calidad son comunes en distintos proyectos. Muchos de los procesos empleados en producir acero estructural tienen un efecto en la calidad y son fundamentales e integrales para el éxito del fabricante y del instalador. El ser consistentes al imponer los requisitos de calidad entre proyectos facilita que los procedimientos alcancen una mayor eficiencia para ambos.

Los documentos constructivos referidos en este Capítulo son, por necesidad, las versiones de los planos de diseño, especificaciones, y planos de taller y de montaje aproba-

dos que han sido entregados para construcción, tal como se define en *Code of Standard Practice*. Cuando respuestas a solicitudes por información (RFI) y existen cambio en las órdenes que modifican los documentos constructivos, estos se vuelven parte de los documentos constructivos. Cuando un modelo informático del edificio es empleado en el proyecto, también se vuelve parte de los documentos constructivos.

Elementos del programa de control de calidad pueden ser incluidos en una variedad de documentos tales como normativas, requisitos de calificación internos, y en métodos de rastreo del avance de la producción. Cualquier procedimiento que no sea aparentemente posterior a la realización del trabajo deberá ser considerado lo suficientemente importante para estar incluido en los procedimientos escritos. Cualquier documento y procedimiento realizado disponible para el inspector de aseguramiento de la calidad (QAI) debe ser considerado legal y no debe ser distribuido en forma inapropiada.

Los documentos de inspección deben incluir la siguiente información:

- (1) El producto inspeccionado
- (2) La inspección que fue realizada
- (3) El nombre del inspector y el periodo de tiempo en el cual se realizó la inspección
- (4) Disconformidades y las correcciones implementadas

Los registros pueden incluir marcas en las piezas, notas en los planos, notas de proceso o archivos electrónicos. Un registro que muestre la observancia a un plan de muestreo que de conformidad antes de soldar durante un cierto periodo de tiempo puede ser suficiente para las inspecciones anteriores al soldado.

El nivel de detalle de los registros debe generar confianza de que el producto está en conformidad con los requerimientos.

N3. DOCUMENTOS DEL FABRICANTE Y DEL INSTALADOR

1. Presentación para la Construcción en Acero

Los documentos enumerados deben presentarse de forma tal que el ingeniero inspector (EOR) o el designado por EOR pueda evaluar de los apartados preparados por el fabricante o el instalador reúnen los requisitos de diseño de EOR. Esto es usualmente efectuado a través de la presentación de los planos de taller y de montaje. En numerosos casos modelos digitales del edificio son realizados para desarrollar planos para la fabricación y montaje. En vez de presentar los planos de taller y de montaje, se puede presentar dicho modelo digital del edificio y ser revisado por EOR para conformidad con el propósito del diseño. Información adicional relativa a este proceso, ver *Code of Standard Practice*, Apéndice A—Digital Building Product Models.

2. Documentos Disponibles para la Construcción en Acero

Los documentos enumerados deben estar disponibles para revisión por EOR. Ciertas partidas son de características tales que contienen volúmenes importantes de documentación por lo que no es práctico, y en cambio es aceptable el revisar estos documentos en las instalaciones del taller o de montaje por el ingeniero designado, así como una

agencia de QA. Comentarios adicionales de algunos de los documentos enumerados en esta sección son los que siguen:

- (4) Esta sección requiere que esté disponible la documentación para el apernado de planchas colaborantes compuestas. Esto no se aplica para las planchas de techo. Para los conectores en la cubierta, tales como tornillos y tornillos de potencia, cortes según catálogo y/o instrucciones de instalación del productor deben estar disponibles para revisión. No hay requerimientos para la certificación de productos para el apernado en cubiertas.
- (8) Ya que la selección y el uso apropiado de los metales de relleno de soldaduras es crítico para alcanzar los niveles necesarios de resistencia, tenacidad a muescas, y calidad, la disponibilidad para la revisión de la documentación del metal de relleno de la soldadura y las especificaciones de los procedimientos de soldado (WPS) son requeridos. Esto permite una revisión meticulosa por parte del ingeniero, y permite al ingeniero el realizar consultas externas sobre los documentos si es necesario.
- (11) El fabricante y el instalador mantienen registros escritos de los ensayos de calificación del personal de soldadores. Tales registros deben contener información relativa a fecha del ensayo, procesos, WPS, ensayos de planchas, posición, y los resultados de los ensayos. Con tal de verificar la limitación de seis meses de la calificación del soldador, el fabricante y el instalador deben mantener también un registro que documente las fechas en que cada soldador ha empleado un proceso particular de soldado.
- (12) El fabricante debe considerar la Sección 6.1 de *Code of Standard Practice*, al establecer los procedimientos de control del material para acero estructural.

N4. PERSONAL DE INSPECCION Y DE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

1. Calificación del Inspector de Control de Calidad

El fabricante o el instalador determinan la calificación, entrenamiento y experiencia requeridos por el personal que realice las inspecciones especificadas. La calificación debe estar basada en el trabajo realmente a ser desarrollado y debe ser incorporado en el programa de QC del fabricante y del instalador. La inspección de soldaduras debe ser desempeñada por un individuo quien, ya sea por entrenamiento o por experiencia o por ambos en fabricación con metales, inspección y ensayo, es competente para realizar inspecciones del trabajo. Esto en conformidad con AWS D1.1/D1.1M Cláusula 6.1.4. Reconocidos programas de certificación son una forma de demostrar algunas capacidades pero no son el único método ni son requeridas por el Capítulo N para los inspectores de control de calidad (QCI).

2. Calificación del Inspector de Aseguramiento de la Calidad

La agencia de aseguramiento de la calidad determina la calificación, entrenamiento y experiencia requerida por el personal que efectuó las inspecciones de QA especificadas. Esto debe estar basado en el trabajo realmente a ser desarrollado en cualquier proyecto particular. AWS D1.1/D1.1M Subcláusula 6.1.4.1(3) señala “un individuo quien, ya sea por entrenamiento o por experiencia o por ambos en fabricación con metales, inspección

y ensayo, es competente para realizar inspecciones del trabajo”. La calificación para el inspector de QA puede incluir experiencia, conocimiento y requisitos físicos. Estos requisitos de calificación están documentados en la práctica de las agencias de QA. AWS B5.1 (AWS, 2003) es una fuente para la capacitación de inspectores de soldado.

El uso de inspectores de soldaduras asociados bajo directa supervisión es permitido en AWS D1.1/D1.1M Subclausula 6.1.4.3.

3. Calificación del Personal de NDT

El personal de NDT debe tener suficiente educación, entrenamiento y experiencia en los métodos de NDT que han de realizar. ASNT SNT-TC-1a (ASNT, 2006a) y ASNT CP-189 (ASNT, 2006b) ordena ensayos de agudeza visual, bosquejos de diseños para entrenamiento, conocimientos escritos, exámenes de habilidades manuales, y niveles de experiencia para los métodos NDT y niveles de capacitación.

Como ejemplo, bajo las disposiciones de ASNT SNT-TC-1a, un individuo con Nivel II NDT debe estar capacitado para instalar y calibrar equipos y para interpretar y evaluar resultados con respecto de los códigos a aplicar, estándares y especificaciones. El individuo con Nivel II NDT debe estar completamente familiarizado con el alcance y las limitaciones de los métodos para los cuales está calificado y debe hacer uso de las responsabilidades asignadas para el entrenamiento durante el trabajo y la asistencia de los aprendices y del personal con Nivel I NDT. El individuo con un Nivel II NDT debe ser capaz de organizar y registrar los resultados de los ensayos NDT.”

N5. REQUISITOS MINIMOS PARA LA INSPECCION DE EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL

1. Control de Calidad

Las tareas de inspección de soldado enumeradas en las Tablas N5.4-1 a Tabla N5.4-3 son partidas de inspección contenidas en AWS D1.1/D1.1M, pero han sido organizadas en tablas por ser una forma más racional para planificar e implementar usando categorías como “antes del soldado”, “durante el soldado” y “después de soldar”. Similarmente, las tareas de inspección del apernado numeradas en las Tablas N5.6-1 a Tabla N5.6-3 son apartados de inspección contenidos en la Especificación RCSC, pero han sido organizadas en una manera similar con tal de planificar y su implementación usando las categorías tradicionales de antes del apernado, durante el apernado y después del apernado. Los detalles de cada tabla son discutidos en el Comentario en las Secciones N5.4 y N5.6.

En *International Building Code 2009* (IBC) (ICC, 2009) se hace una declaración específica sobre inspeccionar a los “documentos constructivos aprobados”- tanto original como revisados, planos de diseño y las especificaciones aprobados por el oficial de construcción o la autoridad que tenga jurisdicción (AHJ). En *Code of Standard Practice*, Sección 4.2(a), se requiere la transferencia de información de los documentos constructivos (planos de diseño y especificaciones de proyecto) en planos de taller y de montaje detallados y completos. Entonces, partidas relevantes en los planos de diseño y en las especificaciones de proyecto que deben de ser cumplidas en la fabricación o en el montaje deben de ser agregadas en los planos de taller y de montaje, o en las típicas notas empleadas en el

proyecto. Por causa de esta disposición, la inspección QC debe ser realizada empleando los planos de taller y de montaje, y no los planos de diseño originales.

Los estándares aplicables referidos en los documentos constructivos son comúnmente este estándar, *Specification for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 360-10) (AISC, 2010a), *Code of Standard Practice* (AISC 303-10) (AISC, 2010c), AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2010), y la Especificación RCSC (RCSC, 2009).

2. Aseguramiento de la Calidad

En *Code of Standard Practice*, la Sección 8.5.2 contiene las siguientes disposiciones considerando la planificación de las inspecciones del taller del fabricante: “la inspección del trabajo de taller por el Inspector debe ser desarrollada en el taller del fabricante en la mayor medida posible. Tales inspecciones deben ser oportunas, secuenciadas y realizadas en tal manera que no han de interrumpir las operaciones del taller y han de permitir la reparación de los trabajos no conformes antes del pintado requerido mientras el material aun está en proceso en el taller de fabricación.”

De forma similar, en *Code of Standard Practice*, la Sección 8.5.3 señala “la inspección del trabajo en terreno debe ser rápidamente completada sin retrasar el progreso o la corrección del trabajo.”

En *Code of Standard Practice*, la Sección 8.5.1 señala que, “El fabricante y el Instalador deben proporcionar al Inspector con acceso a todos los lugares donde se realizan los trabajos. Un notificación mínima de 24 horas debe ser entregada antes del comienzo de los trabajos.” Sin embargo, las inspecciones han de ser oportunas con tal que esto sea alcanzado, mientras los andamios, alzadores u otros medios dispuestos por el fabricante o el instalador para el personal estén aun posicionados o listos.

La Tabla 1703.3 ítem 3 en IBC requiere la verificación del acero estructural, incluyendo las marcas de identificación en conformidad con AISC 2005 *Specification for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 360-05), Sección M5.5, y los certificados de los reportes de los ensayos del productor del material. Adicionalmente, la Sección 2203.1 del IBC señala “Identificación de los miembros de acero estructural deben cumplir con los requisitos contenidos en AISC 360-05...el acero que no sea fácilmente identifiable en su grado por el marcaje y los registros de ensayos deben ser ensayados para determinar la conformidad con dichos estándares.”

En AISC 2005 *Specification for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 360-05), Sección M5.5 señala “Identificación del Acero. El fabricante debe ser capaz de demostrar mediante un procedimiento escrito y por la práctica efectiva un método de identificación del material, visible al menos hasta la operación de izaje, para los elementos estructurales principales de cada pieza transportada.” En *Code of Standard Practice*, Sección 6.1.1, contiene un lenguaje similar, con más opciones detalladas.

En *Code of Standard Practice*, Sección 6.2 señala “los reportes de los ensayos de los materiales deben constituir evidencia suficiente que los productos de la usina satisfacen los requisitos de los materiales ordenados. El fabricante debe hacer una inspección visual del material la que es recibida de la usina. En *Code of Standard Practice*, Sección 5.2 y 6.1, se trata del seguimiento de los reportes de los ensayos de los materiales a piezas individuales de acero, y los requisitos de identificación para acero estructural en la etapa de fabricación.

En IBC se declara específicamente sobre la inspección a “documentos constructivos aprobados”, los planos de diseño y originales y revisados y las especificaciones aprobadas por el oficial de construcción o la autoridad que tenga jurisdicción (AHJ). Por las disposiciones IBC, el QAI debe inspeccionar empleando los planos de diseño y las especificaciones de proyecto, originales y revisados. El QAI puede también usar los planos de taller y de montaje para asistir el proceso de inspección.

3. Inspección Coordinada

La coordinación de las tareas de inspección puede ser necesaria para los fabricantes en ubicaciones remotas o distantes del sitio del proyecto o para montajes en proyectos en ubicaciones donde la inspección por una firma local o un individuo puede no ser factible o donde las tareas son redundantes.

La aprobación de ambos, el AHJ y de EOR es requerida para el aseguramiento de la calidad y la confianza en los controles de calidad, de donde debe existir un nivel de seguridad proporcionado por las actividades de seguridad que sean aceptadas. Debe servir también como un corto paso intermedio para no aplicar el aseguramiento de la calidad tal como se describe en la Sección N7.

4. Inspección del Soldado

AWS D1.1/D1.1M requiere inspección, y cualquier tarea de inspección puede ser realizada por el fabricante o el instalador (llamado contratista en AWS D1.1/D1.1M) bajo los términos de la subcláusula 6.1.2.1, como sigue:

Inspección del Contratista. Este tipo de inspección y de ensayo debe ser realizado si es necesario antes del ensamblaje, durante el ensamblaje, durante el soldado, y después del soldado para asegurar que los materiales y los trabajos efectuados reúnan los requerimientos de los documentos constructivos. La inspección de fabricación/montaje y ensayo debe ser responsabilidad del Contratista a menos que sea señalado en forma distinta en los documentos constructivos.

Esto es clarificado en la subcláusula 6.1.3.3, la cual señala:

Inspector(es). Cuando el término inspector es empleado sin mayor reserva, como a la categoría de inspector específico descrito arriba, se aplica igualmente a la inspección y verificación dentro de los límites de responsabilidad descritos en 6.1.2.

La base de las Tablas N5.4-1, N5.4-2 y N5.4-3 son las tareas de inspección, requisitos de calidad, y detalles de partidas relacionados contenidos en AWS D1.1/D1.1M. Las Tablas del Comentario C5.4-1, C5.4-2 y C-5.4-3 proporcionan referencias específicas a las subcláusulas en AWS D1.1/D1.1M: 2010. En la determinación de las tareas numeradas, y dependiendo de si la tarea es designada “observar” o “realizar”, el término pertinente cláusula AWS D1.1/D1.1M es empleado como se señala a continuación:

6.5 Inspección del Trabajo y Registros

6.5.1 Tamaño, Longitud y Ubicación de Soldaduras. El Inspector debe asegurar que el tamaño, longitud, y ubicación de todas las soldaduras sea conforme a los requerimientos de este código y a los planos de detalle y que no sean añadidas soldaduras no especificadas sin la aprobación del Ingeniero.

6.5.2 Alcance de las Inspecciones. El Inspector debe, en intervalos apropiados, observar la preparación de las juntas, las prácticas de ensamblaje, las técnicas de soldado, y el desempeño de cada soldador, operador de soldado, y soldador de punto con tal de asegurar que los requerimientos aplicables de este código se cumplan.

6.5.3 Extensión de las Inspecciones. El Inspector debe inspeccionar el trabajo con tal de asegurar que reúne los requerimientos de este código... El tamaño y el contorno de las soldaduras debe ser medido con indicadores disponibles...

C-6.5 Inspección de los Trabajos y de los Registros. Excepto por la inspección visual final, la cual es requerida para cada soldadura, el Inspector debe inspeccionar el trabajo en intervalos apropiados para asegurar que los requisitos de las secciones aplicables del código sean cumplidas. Tales inspecciones en una base de muestreo, deberá ser anterior al ensamblaje, durante el ensamblaje, y durante el soldado...

TABLA C-N5.4-1
Tareas de Inspección Previas al Soldado

Tareas de Inspección Anteriores al Soldado	AWS D1.1/D1.1M: Referencias 2010
Especificaciones de procedimientos de soldado (WPSs) disponibles	6.3
Certificaciones de fundibles de soldaduras del fabricante disponibles	6.2
Identificación del Material	6.2
Sistema de identificación del soldador	6.4 (calificación del soldador) (sistema de identificación no requerido por AWS D1.1/ D1.1M)
Soldaduras de ranura de ajuste(incluyendo la geometría de la junta) <ul style="list-style-type: none"> • Preparación de la junta • Dimensiones (alineamiento, raíz de abertura, raíz de la cara, bisel) • Limpieza (condición de la superficie de acero) • Punteado (calidad de las soldaduras de punto y su ubicación) • Tipo de respaldo y su ajuste (si se aplica) 	6.5.2 5.22 5.15 5.18 5.10, 5.22.1.1
Configuración y terminación de los agujeros de acceso	6.5.2 5.17 (ver también Sección J1.6)
Soldaduras de filete de ajuste <ul style="list-style-type: none"> • Dimensiones (alineamiento, excentricidades en la raíz) • Limpieza (condición de la superficie de acero) • Punteado (calidad de las soldaduras de punto y su ubicación) 	5.22.1 5.15 5.18
Verificación del equipo de soldadura	6.2 5.11

Las tareas de observación son descritas en la subcláusula 6.5.2 y 6.5.3. En Subcláusula 6.5.2 se usa el término observar y también define la frecuencia a ser “intervalos apropiados”. El Comentario a la subcláusula 6.5.2 explica adicionalmente que una “base de muestreo” es apropiada las tareas de desempeño son requeridas para cada soldadura según AWS D1.1/D1.1M, tal como se señala en las subcláusula 6.5.1 o 6.5.3 o son necesarias para la aceptación final de la soldadura o el ítem. El uso del término desempeño

está basado en el uso en AWS D1.1/D1.1M de las frases “deberá examinar el trabajo” y “tamaño y contorno de las soldaduras debe ser medido”, de aquí que el ítem desempeño está limitado a aquellas funciones, típicamente realizadas al completarse cada soldadura.

La expresión “todas las soldaduras” en la subcláusula 6.5.1 claramente indica se requiere que todas las soldaduras sean inspeccionadas por tamaño, longitud y ubicación, con tal de asegurar su conformidad. El Capítulo N sigue el mismo principio en etiquetar estas tareas como desempeño, el cual es definido como “Desempeñar estas tareas para cada junta soldada o miembro”.

La expresión “intervalos oportunos” empleada en la subcláusula 6.5.2 caracteriza que no es necesario el inspeccionar estas tareas para cada soldadura, pero es necesario asegurar que los requerimientos aplicables de AWS D1.1/D1.1M sean cumplidos. Siguiendo los mismos principios y terminología, el Capítulo N llama a estas tareas “observar”, la que es definida como “Observar estas partidas en una base de muestreo”.

TABLA C-N5.4-2
Tareas de Inspección durante el Soldado

Tareas de Inspección durante el Soldado	AWS D1.1/D1.1M: Referencias 2010
Uso de soldadores calificados	6.4
Control y manipulación de los materiales de la soldadura - Embalaje - Control de la exposición	6.2 5.3.1 5.3.2 (para SMAW), 5.5.3 (para SAW)
No se ha de soldar sobre soldaduras de punto con grietas	5.18
Condiciones ambientales - Velocidad del viento dentro de los límites - Precipitaciones y temperatura	5.12.1 5.12.2
Cumplimiento de las Especificaciones de procedimientos de soldado (WPS) - Ajuste del equipo de soldado - Velocidad de desplazamiento - Seleccionado de los materiales de soldado - Tipo de gas de revestimiento/tasa de flujo - Aplicación de precalentado - Mantención de la temperatura de traspaso (min/max.) - Correcto posicionado (F, V, H, OH)	6.3.3, 6.5.2, 5.5, 5.21 5.6, 5.7
Técnicas de soldado - Limpieza de traspaso y limpieza final - Cada pasada dentro de las limitaciones de perfil - Cada pasada cumpla los requisitos de calidad	6.5.2, 6.5.3, 5.24 5.30.1

La selección de los intervalos disponibles tal como aparece en AWS D1.1/D1.1M subcláusula 6.52, o una “base de muestreo” apropiada como la empleada en la subcláusula C-6.5, la que no está definida dentro de AWS D1.1/D1.1M, ni lo está en IBC o en la Especificación, solo aparece en AWS que señala “para asegurar que los requerimientos aplicables de este código sean cumplidos.” El establecimiento de “intervalos apropiados” y de una “base de muestra” apropiada depende de la programa de control de calidad del fabricante o del instalador, las habilidades y conocimiento de los soldadores mismos y el tipo e importancia de la soldadura. Durante las etapas iniciales del proyecto, puede ser recomendable el tener un mayor nivel de observación con tal de establecer la efectividad del programa de control de calidad, aunque no es necesario mantener tales niveles aumentados para la duración total del proyecto, ni para el periodo que estén los inspectores en terreno. Más aun, un nivel apropiado de intervalos de observación puede ser empleado el cual es proporcionado con el desempeño observado del contratista y su personal. Inspecciones adicionales deben ser garantizadas para las soldaduras de ajuste y para monitorear las operaciones de soldado en soldaduras de ranura CJP y PJP cargadas en tracción transversal, en comparación con el tiempo gastado en soldaduras de ranura cargadas en compresión o corte, o con el tiempo gastado en soldaduras de filete. Un mayor tiempo debe ser asegurado observando soldaduras de filete con múltiples pasos, donde pasos con una baja calidad en la raíz y un bajo nivel de ajuste puede ser oculto por posteriores soldaduras de cordón, en comparación con una soldadura de filete con un único paso.

TABLA C-N5.4-3
Tareas de Inspección después del Soldado

Tareas de Inspección después del Soldado	AWS D1.1/D1.1M: Referencias 2010
Limpieza de las soldaduras	5.30.1
Tamaño, longitud, y localización de las soldaduras	6.5.1
Las soldaduras deben cumplir los criterios de aceptación visual	6.5.3
- Prohibición de grietas	Tabla 6.1(1)
- Metal/base-Metal/fusionado	Tabla 6.1(2)
- Sección transversal en cráter	Tabla 6.1(3)
- Perfiles de la soldadura	Tabla 6.1(4), 5.24
- Tamaño de la soldadura	Tabla 6.1(6)
- Socavación	Tabla 6.1(7)
- Porosidad	Tabla 6.1(8)
Formado del arco	5.29
área k	no es tratado en AWS
Respaldo retirado y apoyos de soldado retirados (si es requerido)	5.10, 5.31
Actividades de reparación	6.5.3, 5.26
Documentos de aceptación o de rechazo de la junta o del miembro soldado	6.5.4, 6.5.5

* las cuestiones relativas al área k son identificadas en AISC, Boletín Técnico #3, 10 de Diciembre, 1997 (AISC, 1997b). Ver Comentario Sección A3.1c y Sección J10.8.

Los términos desarrollar y observar no han de ser confundidos con los empleados en IBC 2009 periódico y continuo (ICC, 2009). Los dos juegos de términos establecen dos niveles de inspección. Los términos de IBC especifican si el inspector debe estar presente todo el tiempo o no durante el transcurso del trabajo. El Capítulo N establece niveles de inspección para tareas específicas dentro de cada área de inspección. Desarrollar indica que cada partida ha de ser inspeccionada y observar señala que muestras del trabajo han de ser inspeccionadas. Es deseable que el número de las tareas de inspección determine el que un inspector ha de estar presente tiemlpo completo pero no es de acuerdo con el Capítulo N para conocer el tiempo que un inspector esta en terreno por cuantas tareas de inspección ha realizado.

AWS D1.1/D1.1M subcláusula 6.3 señala que el inspector del contratista (del fabricante/ del instalador) es específicamente responsable por WPS, de la verificación de la precalificación o calificación y del desempeño en verificación con WPS. El Inspector de aseguramiento de la calidad verifica el soldado para asegurar que el QC es efectivo. Por esta razón, las Tablas N5.4-1 y N5.4-2 mantienen una tarea de inspección para el QA para estas funciones. Para que el soldado sea realizado, y por esto el trabajo de inspección tiene que ser realizado, el WPS debe estar disponible tanto para el soldador como para el inspector.

La Tabla 1704.3 ítem 4 de IBC requiere de la verificación del material del material del relleno de la soldadura (ICC, 2009). Esto se logra mediante la observación del marcaje de los consumibles correspondientes a aquellos en el WPS y que certificados de conformidad están disponibles para los consumibles empleados.

El pie de nota en la Tabla N5.4-1 señala que “El fabricante o el instalador, según aplique, deberá mantener un sistema en el cual un soldador que ha soldado una junta o miembro pueda ser identificado. Si se usan sellos, deben ser de un tipo con bajas tensiones.” AWS D1.1/D1.1M no requiere de un sistema de identificación personal del soldador. Sin embargo, el inspector debe verificar la calificación de los soldadores, incluyendo aquellos soldadores cuyo trabajo “parece estar bajo los requerimientos del código”. También, si las soldaduras han de ser sometidas a ensayos no destructivos (NDT), es esencial el tener sistema de identificación personal del soldador para (a) disminuir la tasa de NDT para los buenos soldadores, y (2) aumentar la tasa de NDT para los soldadores cuyas soldaduras fallen frecuentemente los NDT. Este sistema de identificación de soldadores puede adicionalmente beneficiar al contratista al identificar claramente a los soldadores que puedan necesitar de entrenamiento adicional.

El ajuste adecuado de las soldaduras de ranura y de las soldaduras de filete anterior al soldado debe ser en primer lugar verificado por el montador y/o el soldador. Tales dimensiones detalladas deben ser proporcionadas en los planos de taller o de montaje, así como lo incluido en WPS. Los montadores y soldadores deben estar equipados con las herramientas de medición apropiadas para asegurar el ajuste adecuado antes de soldar.

AWS D1.1/D1.1M subcláusula 6.2 señala en Inspección de Materiales y Equipos que “El Inspector del Contratista debe asegurar que sólo los materiales y equipamiento conforme a los requisitos de este código deben ser usados.” Por esta razón, la verificación del equipamiento es asignada solo a QC, y no es requerida para QA.

5. Ensayos No destructivos de Juntas Soldadas

5a. Procedimientos

Los edificios están sujetos a cargas estáticas, a menos que la fatiga sea específicamente tratada tal como se prescribe en el Apéndice 3. La Disposiciones de la Especificación Sección J2 contiene excepciones a AWS D1.1/D1.1M.

5b. NDT en Soldaduras de Ranura CJP

Para estructuras estáticamente cargadas, AWS D1.1/D1.1M y la Especificación no contienen requerimientos específicos para ensayos no destructivos (NDT), dejando al ingeniero el determinar el método(s) apropiado, su ubicación o las categorías de soldaduras a ser ensayadas, y la frecuencia y tipo del ensayo (completo, parcial o aleatorio), de acuerdo con AWS D1.1/D1.1M subcláusula 6.15.

TABLA C-N5.4-4
Descripción de las Categorías de Riesgo para Edificios y Otras Estructuras
de ASCE/SEI 7-10*

Categoría de Riesgo I
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en el evento de falla.
Categoría de Riesgo II
Todos los edificios y otras estructuras exceptuando aquellos enumerados en las Categorías de Riesgo I, III y IV
Categoría de Riesgo III
Edificios y otras estructuras, en que la falla de ellos puede generar un riesgo substancial a la vida humana, tales como: Edificios y otras estructuras, no incluidas en la Categoría de Riesgo IV, con el potencial de causar un substancial impacto económico y/o un trastorno masivo de la vida civil diaria en el evento de falla, tales como: Edificios y otras estructuras no incluidas en Categoría de Riesgo IV (incluyendo, pero no limitado a instalaciones que manufaturen, procesen, manipulen, almacenen, empleen, o dispongan de substancias como combustibles peligrosos, químicos peligrosos, desechos peligrosos o explosivos) que contengan tóxicos o explosivos donde la cantidad del material excede una cantidad umbral establecido por la autoridad que tenga jurisdicción y que sea suficiente para constituir una amenaza para el público de ser liberado.
Categoría de Riesgo IV
Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales. Edificios y otras estructuras, en que su falla pueda constituir un peligro substancial para la comunidad. Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no limitado a, instalaciones que manufaturen, procesen, manipule, almacenen, empleen, o dispongan de substancias tales como combustibles peligrosos, químicos peligrosos, o desperdicios peligrosos) que contengan cantidades suficientes de substancias altamente toxicas donde la cantidad excede una cantidad umbral establecida por la autoridad que tenga jurisdicción que resulte peligrosa para el público si es que es liberada y es suficiente para constituir una amenaza para el público en caso de ser liberada. Edificios y otras estructuras que requieran mantener la funcionalidad de otras estructuras de Categoría IV.

*ASCE (2010)

La Especificación pone en práctica una selección de métodos NDT y una tasa de ensayos ultrasónicos (UT) basados en un sistema racional de riesgo de falla. ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010) proporciona un sistema reconocido de asignación de riesgo a varios tipos de estructuras.

En las soldaduras de ranura de penetración completa de la junta (CJP) cargada en tracción aplicada transversalmente a su eje es supuesto que desarrollan la capacidad del elemento de acero más pequeño de la unión, y por lo tanto que tenga la mayor demanda de calidad. Las soldaduras de ranura CJP en compresión o corte no están sujetas al mismo riesgo de propagación de grietas que las sujetas a tracción. Las soldaduras de ranura de penetración parcial de la junta (PJP) son designadas empleando una resistencia de diseño limitada cuando se hallan en tracción, basado en la condición de la raíz, y por lo tanto no son sujetas a las mismas altas tensiones y al consiguiente riesgo de propagación de grietas que en las soldaduras de ranura CJP. Las soldaduras de ranura PJP en compresión o corte tienen en forma similar un riesgo substancialmente menor de propagación de grietas en comparación a las soldaduras de ranura CJP.

Las soldaduras de filete son diseñadas usando resistencias limitadas, en forma similar a las soldaduras de ranura, y son diseñadas para tensiones de corte sin consideración de la carga aplicada, y por lo tanto no garantizan un NDT.

La selección del tipo de junta y del rango del espesor para UT está basado en AWS D1.1/D1.1M subcláusula 6.20.1, que limita los procedimientos y estándares tal como se señala en la Parte F de AWS D1.1/D1.1M en soldaduras de ranura y en zonas afectadas por calor (HAZ) para espesores entre 8 mm y 200 mm, inclusive.

ASCE/SEI 7-10 Tabla 1.5-1, proporciona cuatro categorías de riesgo para edificios y otras estructuras. En el Comentario Tabla C-N5.4, tomado de la Tabla 1-1 (ASCE/SEI 7-10), se describe las categorías de riesgo en términos generales. Las estructuras tipo son tomadas de ASCE/SEI 7-05, el cual emplea el término categoría de ocupación, para un propósito similar, y entrega definiciones normativas de tipos de edificios y de ocupaciones.

5c. Perforaciones de Acceso en NDT

La intersección alma-ala y el centro del alma de perfiles laminados pesados, así como en las porciones interiores de planchas pesadas, pueden contener una estructura de grano grueso y/o una baja tenacidad a muescas que otras áreas de estos productos. El esmerilar hasta que el metal brille es requerido por la Sección M2.2 para remover la dura capa de la superficie, y el ensayo de partícula magnética o de líquido penetrante es realizado para asegurar una transición libre de muescas o grietas.

5d. Juntas Soldadas Sujetas a Fatiga

Las soldaduras de ranura CJP en soldaduras de asiento así designadas en la Especificación Tabla A-3.1, Secciones 5 y 6.1, requieren que la solidez interna sea verificada mediante un ensayo ultrasónico (UT) o un ensayo radiográfico (RT), reuniendo los requerimientos de aceptación de AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2010) subcláusula 6.12 o 6.15, según sea apropiado.

5e. Reducción de la Tasa de Ensayos Ultrasónicos

Para estructuras estáticamente cargadas en Categorías de Riesgo III y IV, la reducción de la tasa de UT desde el 100% es permitida para soldadores individuales que hayan demostrado un alto nivel de habilidad, probado después de un número significativo de sus soldaduras haya sido ensayados. Esta disposición ha sido adaptada de disposiciones similares usadas en Uniform Building Code (ICBO, 1997) para inspecciones UT de soldaduras de ranura CJP en marcos de momento en zonas de alto riesgo sísmico.

5f. Incremento en la Tasa de Ensayos Ultrasónicos

Para la Categoría de Riesgo II, donde el 10% de las soldaduras de ranura CJP cargadas en tracción transversal, un incremento en la tasa de UT es requerido para soldadores individuales que han podido demostrar un alto nivel de habilidad, establecido como una tasa de falla de más de un 5% después de que un número suficiente de sus soldaduras hayan sido ensayadas. Para implementar esto efectivamente, y no necesitar el re-ensayo de las soldaduras, previamente depositadas por el soldador que tenga una alta tasa de rechazo establecida después de que 20 soldaduras hayan sido ensayadas, se sugiere que al comienzo del trabajo una tasa alta de UT sea realizada en las soldaduras completas de cada soldador.

6. Inspección de Pernos de Alta Resistencia

En IBC 2009, similar a la Sección M2.5 de la Especificación, incorpora la *Especificación RCSC* mediante referencia. La *Especificación RCSC*, como el estándar de soldado ya referido, define requisitos de inspección de apornado, en términos de tareas de inspección y el alcance de las inspecciones. La Especificación RCSC emplea el término “observación rutinaria” para la inspección de todos los pernos pretensionados, adicionalmente validando la alternativa del término “observar” en este capítulo de la Especificación.

En juntas con apriete ajustado se requiere inspección para asegurar que los componentes de los conectores adecuados son usados y que en la superficie de contacto logran un contacto firme durante la instalación de los pernos. La magnitud de la fuerza de apriete que existe en una junta con apriete ajustado no es una considerada y no necesita ser verificada.

En juntas pretensionadas y juntas de deslizamiento crítico se requiere inspección para asegurar que los componentes de los conectores adecuados son usados y que la superficie de contacto logran un contacto firme durante la instalación inicial de los pernos. El ensayo de verificación de la pre-instalación es requerido para todos las instalaciones de pernos pretensionados, y la naturaleza y el alcance de la verificación de la instalación variaran dependiendo del método de instalación empleado. Las siguientes disposiciones de la Especificación RCSC sirven de base para las Tablas N5.6-1, N5.6-2 y N5.6-3 (el subrayado es agregado para dar énfasis en los términos):

9.2.1 Pretensionado mediante Giro de la Tuerca. El inspector debe observar el ensayo de verificación de la preinstalación requerido en la Sección 8.2.1. posteriormente, debe ser asegurado mediante observación rutinaria que en el grupo de apornado, el elemento rotado gire apropiadamente en relación al elemento no rotado, de acuerdo con lo esti-

pulado en la Tabla 8.2. Alternativamente, cuando el ensamblaje de pernos es marcado después del ajuste inicial de la junta, pero antes del pretensionado: se permite inspección visual después del pretensionado en vez de la observación rutinaria.

9.2.2 Pretensionado mediante Llave Calibrada. El inspector debe observar el ensayo de verificación de la preinstalación requerido en la Sección 8.2.2. Posteriormente, debe ser asegurado por observación rutinaria que el grupo de apernado aplica adecuadamente la llave calibrada al elemento rotado. No se requiere de mayor evidencia.

9.2.3 Pretensionado mediante Pernos Controlados por Tensión del Tipo Desenroscable. El inspector debe observar el ensayo de verificación de la preinstalación requerido en la Sección 8.2.2. Posteriormente, debe ser asegurado por observación rutinaria que el extremo ranurado sea cortado apropiadamente por el grupo de apernado.

9.2.4 Pretensionado mediante el Indicador de Tensión Directo. El inspector debe observar el ensayo de verificación de la preinstalación requerido en la Sección 8.2.4. Posteriormente, pero antes del pretensionado, debe ser asegurado por observación rutinaria que la lámina calibradora sea aceptada en al menos la mitad de los espacios entre las protuberancias de el indicador de tensión directa y las protuberancias son orientadas adecuadamente fuera del trabajo.

En IBC 2009 Tabla 1704.3 ítem I requiere de la verificación del material de los pernos de alta resistencia, en las tuercas y golillas, incluyendo los certificados de conformidad del productor, y la verificación de las marcas de identificación según el estándar ASTM para conectores especificado en los documentos constructivos aprobados.

IBC 2009 Sección 1704.3.3 contiene extensas discusiones de los requisitos para la inspección del apernado, incluyendo la verificación de los componentes de los conectores, las partes conectadas y su instalación. Incluye la observación de los ensayos de verificación de la pre-instalación tanto en el taller como en el montaje, y la observación de la calibración de las llaves si se emplea el método de la llave calibrada. Se requiere verificar que la condición de apriete ajustado ha sido alcanzada para todas las juntas, y monitorear la instalación para verificar el uso apropiado de los procedimientos de instalación por el grupo de apernado para pernos pretensionados. La presencia del inspector depende de si el método de instalación proporciona evidencia visual de la instalación completa. La instalación mediante giro de la tuerca con marcaje, el uso de pernos desenroscables, y la instalación usando los indicadores de tensión directa proporcionan evidencia visual de una instalación terminada, y por lo tanto se permite de una inspección especial periódica para estos métodos. La instalación del giro de la tuerca sin marcaje, y la instalación con la llave calibrada no proporcionan evidencia visual, y por lo tanto se requiere de inspecciones especiales “continuas”, de forma tal que el inspector necesita estar en terreno, a pesar de que no es necesario de que observe que cada perno o junta siendo pretensionado.

Los conceptos de IBC 2009, tal como se señalan arriba, sirven como base de los requisitos de inspección del apernado de la Sección N5.6, en conjunto con las disposiciones de la *Especificación RCSC*. En vez de inspecciones “continuas” como aparece definido en IBC, el Capítulo N emplea el término “deberá ser realizado” para indicar un alto nivel de observación para estos métodos.

Las disposiciones de inspección de la Especificación RCSC se basan en la observación del trabajo, de aquí que todas las tablas usen Observar para las tareas designadas. Las Tablas del Comentario C-N5.6-1, CN5.6-2 y C-N5.6-3 proporcionan las referencias aplicables de la Especificación RCSC para las tareas de inspección antes, durante y después del apornado.

7. Otras Tareas de Inspección

En IBC 2009 Sección 1704A.3.2 requiere que el marco de acero sea inspeccionado para verificar la conformidad con los detalles mostrados en los documentos constructivos aprobados, tales como arriostramientos, rigideces, ubicaciones de los miembros, y una aplicación correcta de los detalles de juntas de cada conexión. Esto es repetido en IBC 2009 Tabla 1704.3 ítem 6.

TABLA C-N5.6-1 Tareas de Inspección Previas al Apernado	
Tareas de Inspección anteriores al Apernado	Referencias Aplicables de la Especificación RCSC 2009
Certificados del productor disponibles para los materiales de los conectores	2.1, 9.1
Conectores marcados de acuerdo con los requisitos ASTM	Figura C-2.1, 9.1 (ver también estándares ASTM)
Conectores seleccionados apropiadamente para el detalle de la junta (grado, tipo, longitud del perno si el hilado ha de ser excluido del plano de corte)	2.3.2, 2.7.2, 9.1
Procedimientos de apornado adecuados seleccionados para el detalle de la junta	4, 8
Elementos conectores, incluyendo una condición de la superficie de apriete adecuada y la preparación de agujeros, si es especificado, cumplan los requisitos aplicables	3, 9.1, 9.3
Ensayo de verificación anterior a la instalación mediante la instalación personal observada y documentada para ensamblaje de conectores y los métodos usados	7, 9.2
Disponer de un almacenaje adecuado para los pernos, tuercas, golillas y otros componentes de los conectores	2.2, 8, 9.1
*RCSC (2009)	

TABLA C-N5.6-2 Tareas de Inspección durante el Apernado	
Tareas de Inspección durante el Apernado	Referencias Aplicables de la Especificación RCSC 2009
Ensamblaje de los conectores en un estado apropiado, ubicación en todos los agujeros y las golillas (si son requeridas) son posicionadas según requisitos	8.1, 9.1
Junta llevada a la condición de apriete fuerte antes de la operación de pretensionado	8.1, 9.1
Los componentes de los conectores no son girados por la llave previniendo la rotación	8.2, 9.2
Los conectores son pretensionados de acuerdo con la Especificación RCSC, avanzando sistemáticamente desde el punto más rígido hacia los bordes libres	8.2, 9.2
*RCSC (2009)	

TABLA C-N5.6-3 Tareas de Inspección después del Apernado	
Tareas de Inspección después del Apernado	Referencias Aplicables de la Especificación RCSC 2009
Documentos de aceptación o de rechazo de las conexiones apernadas	no es tratado en RCSC
* RCSC (2009)	

IBC 2009 Sección 2204.2.1 en barras de anclaje para acero requiere que estos sean ubicados con precisión al patrón y dimensiones señalados en los planos. Además, se requiere que las protuberancias de los extremos hilados a través del material conectado sean suficientes para hacer participar al hilo de las tuercas, pero que no sea mayor a la longitud del hilo de los pernos.

En *Code of Estándar Practice*, Sección 7.5.1, señala que los pernos de anclaje, pernos de fundación, y otros elementos embebidos deben ser señalados por el representante designado del propietario para su construcción. El instalador probablemente no se halle en terreno para verificar su ubicación, y por lo tanto, es asignado únicamente al QAI. Como no es posible el verificar apropiadamente el material de las barras de anclaje y su embebido tras su instalación, se requiere que el QAI se halle en terreno al momento de instalarse las barras de anclaje.

N6. REQUISITOS MÍNIMOS PARA LA INSPECCIÓN DE CONSTRUCCIONES COMPUESTAS

Esta sección trata la Inspección de solo aquellos elementos de construcción compuesta que sean de acero estructural o que estén dentro del ámbito del fabricante o del instalador (cubiertas de acero y conectores de corte instalados en terreno). Los requisitos de inspección para los otros elementos de construcciones compuestas, como el concreto, encofrado, refuerzo, y la tolerancia de las dimensiones relacionadas, son tratados en otras guías. Tres publicaciones de American Concrete Institute pueden ser aplicadas. Estas son *Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Commentary* (ACI 117) (ACI, 2006), *Specifications for Structural Concrete* (ACI 301) (ACI, 2005) y *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* (ACI 318) (ACI, 2008).

N7. FABRICANTES E INSTALADORES APROBADOS

En IBC 2009 Sección 1704.2.2 (ICC, 2009) se señala que:

Inspecciones especiales requeridas por este código no son requeridas donde el trabajo sea realizado en la premisa de que el fabricante este registrado y aprobado para realizar tales trabajos sin inspección especial.

La aprobación debe estar basada en la revisión de los procedimientos escritos del fabricante y los manuales de control de calidad, así como las auditorias periódicas de las prácticas de fabricación por una agencia de inspección especial aprobada.

Un ejemplo de cómo se han de realizar estas aprobaciones por el oficial de construcción o por la autoridad que tenga jurisdicción (AHJ) es el uso del programa de Certificación AISC. Un fabricante certificado en el Programa de Certificación AISC para Fabricantes en Acero Estructural, *Standard for Steel Building Structures* (AISC< 2006b), reúne los criterios de tener un manual de control de calidad, procedimientos escritos, auditorias anuales en línea realizadas por la compañía de auditorías independientes de AISC, Quality Management Company, LLC. En forma similar, los instaladores pueden ser parte de AISC Instalador en Acero Certificado o AISC Instalador Avanzado en Acero Certificado. las auditorias confirman que la compañía tiene el personal, conocimiento, organización, equipamiento, experiencia, capacidad, procedimientos y compromiso para producir la calidad requerida de los trabajos para una categoría de certificación dada.

ANEXO 1

ANÁLISIS INELÁSTICO Y DISEÑO

El Anexo 1 contiene disposiciones para análisis inelástico y el diseño de sistemas de acero estructural, lo que incluye vigas continuas, pórticos de momento, marcos arriostrados, y sistemas combinados. El Anexo ha sido modificado respecto de la versión anterior de la Especificación para permitir el uso de un rango más amplio de métodos de análisis inelásticos, los que van desde el enfoque tradicional del diseño plástico al más avanzado método de análisis no lineal mediante elementos finitos. Las disposiciones para la redistribución de momentos en vigas continuas, la que es permitida sólo para el análisis elástico, es tratada en la Sección B3.7.

Las disposiciones de este Anexo permiten el uso de métodos de análisis más sofisticados que aquellos permitidos por el Capítulo C. Las disposiciones también permiten el uso de análisis computacional (ej. método de elementos finitos) para reemplazar las ecuaciones de la Especificación usadas para evaluar los estados límite cubiertos entre el Capítulo D y el Capítulo K. La aplicación de estas disposiciones requiere de un completo entendimiento de las disposiciones de este Anexo, así como de las ecuaciones que estas reemplazan. Es responsabilidad del ingeniero que emplee estas disposiciones el verificar totalmente lo completo y seguro del programa de análisis empleado para este propósito.

1.1. REQUISITOS GENERALES

Estos requerimientos son directamente paralelos a los requerimientos generales del Capítulo C y son discutidos con mayor detalle en el Comentario sección C1.

Varios niveles de análisis inelástico están disponibles para el diseñador (Ziemian, 2010; Chen y Toma, 1994). Su propósito es el considerar las potenciales redistribuciones de las fuerzas y momentos en los miembros y conexiones que son resultado de la fluencia localizada al acercarse un sistema estructural a su estado límite de resistencia. En los niveles más elevados estos tienen la habilidad de modelar formas complejas de comportamiento no lineal y de detectar inestabilidades en los miembros o en los pórticos antes de la formación de un mecanismo plástico. Muchas de las ecuaciones de diseño por resistencia empleadas en la Especificación para miembros solicitados a compresión, flexión o sus combinaciones fueron desarrolladas empleando métodos refinados de análisis inelástico; así como resultados experimentales y criterio ingenieril. (Yura y otros, 1978; Kanchanalai y Lu, 1979; Bjorhovde, 1988; Ziemian, 2010). Además, las investigaciones de los últimos veinte años han dado avances significativos en los procedimientos para la aplicación directa de análisis inelásticos de segundo orden en el diseño (Ziemian y otros, 1992; White y Chen, 1993; Liew y otros, 1993; Ziemian y Miller, 1997; Chen y Kim, 1997). En consecuencia, ha habido un incremento continuado en la inclusión de disposiciones para análisis inelástico en los programas de diseño comerciales, pero sus niveles varían ampliamente. El uso de cualquier programas de análisis requiere de un entendimiento de los aspectos de comportamiento estructural que este simula, la calidad de estos mé-

todos, y si las disposiciones del programa sobre ductilidad y análisis son equivalentes a aquellas de las secciones 1.2 y 1.3. Existen numerosos estudios disponibles para verificar la confiabilidad de los análisis inelásticos (Kanchanlai, 1997; El-Zanaty y otros, 1980; White y Chen, 1993; Surovek-Maleck y White, 2003; Martinez-Garcia y Ziemian, 2006; Ziemian, 2010).

Con estos antecedentes, es la intención de este Anexo el permitir ciertos niveles de análisis inelástico para ser empleados en reemplazo de las ecuaciones de diseño de la Especificación como una base para confirmar la suficiencia de un miembro o sistema. En todos los casos, los comportamiento de los estados límites de resistencia tratados en por las correspondientes disposiciones de la Especificación necesitan ser considerados. Por ejemplo, la Sección E5 proporciona ecuaciones que definen la resistencia nominal a compresión correspondiendo al pandeo por flexión de los miembros son elementos esbeltos. Las resistencias determinadas por estas ecuaciones consideran numerosos factores, los que incluyen la desalineación de los miembros comprimidos, tensiones residuales producto del proceso de fabricación, y la reducción de la rigidez en flexión debido a los efectos de segundo orden y fluencia parcial de la sección transversal. Si estos factores son incorporados directamente en el análisis inelástico y se puede asegurar un nivel de confiabilidad comparable o superior, entonces las ecuaciones de resistencia específicas de la sección E3 no necesitan ser evaluadas. En otras palabras, el análisis inelástico indicara el estado límite de pandeo por flexión y el diseño puede ser evaluado en consecuencia. Por otra parte, suponiendo que el mismo análisis inelástico no sea capaz de modelar el pandeo flexo-torsional. En este caso, las disposiciones de la Sección E4 deben ser evaluadas. Otros ejemplos de estados límite de resistencia no detectados por el análisis pueden incluir, pero no están limitados a, la resistencia por pandeo lateral-torsional, de miembros en flexión, resistencia de las conexiones, y fluencia por corte o resistencia de pandeo.

En el ítem 5 del segundo párrafo de la Sección 1.1, Requerimientos Generales se señala que: "...incertezas en la resistencia y rigidez del sistema, sus miembros y conexiones..." deben ser tomados en consideración. Los requisitos de confiabilidad en los miembros y conexiones son cumplidos por los factores de resistencia y factores de carga, los que son derivados probabilísticamente, según el diseño de factores de carga y de resistencia de esta Especificación. La confiabilidad de las consideraciones sobre sistemas en este tiempo (2010) son aun un ejercicio de proyecto a proyecto, y no se han desarrollado métodos integrales para estructuras de edificios de acero. Una introducción al tópico de confiabilidad en sistemas puede ser encontrada en distintos textos, por ejemplo, Ang y Tang (1984), Thoft-Christensen y Murotsu (1986), y Nowak y Collins (2000), así como en numerosas publicaciones, por ejemplo, Buonopane y Schafer (2006).

Al ser este tipo de análisis inherentemente realizado en niveles de carga últimos, las disposiciones de este anexo están limitadas al diseño basado en la Sección B3.3 (LRFD).

Según Sección B3.9, la serviciabilidad del diseño puede ser tratada con los requerimientos específicos dados en el Capítulo L. En satisfacer estos requerimientos en conjunto con un método de diseño basado en el análisis inelástico, se debe de considerar el grado de fluencia permitido en el acero para las cargas de servicio. De particular consideración es: (a) deflexiones permanentes que puedan ocurrir debido a la fluencia del acero, y (b) la degradación de la rigidez debido a la fluencia y si esta es modelada por el análisis inelástico.

A pesar de que el uso de los análisis inelásticos tienen un gran potencial en la ingeniería sísmorresistente, las disposiciones específicas adicionales a los requerimientos generales de este apéndice no se aplican al diseño sísmico. Las dos principales razones para esto son:

- (1) Al definir cargas estáticas “equivalentes” para el uso los procedimientos de diseño sísmico elástico, un significativo nivel de fluencia y de redistribución de fuerzas inelásticas ha sido supuesto, y por lo tanto, no sería apropiado el emplear estas cargas con un enfoque de diseño basado en el análisis inelástico.
- (2) Los requerimientos de ductilidad para el diseño sísmico basado en un análisis inelástico son más estrictos que aquellos proporcionados en la Especificación para cargas distintas a las sísmicas.

Recomendaciones para el uso de análisis inelástico y el diseño para aplicaciones sísmicas son proporcionados en el Capítulo 16 de *Minimun Design Loads for Buldings and Other Structures* (ASCE/SEI 7-10) (ASCE, 2010) y en *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-06) (ASCE, 2006).

Las conexiones adjuntas a rótulas plásticas deben ser diseñadas con suficiente resistencia y ductilidad para soportar las fuerzas y deformaciones impuestas bajo las cargas requeridas. La implementación práctica de esta regla es que los requerimientos aplicables de la Sección B3.6 y el Capítulo J deben ser seguidos estrictamente. Estas disposiciones para el diseño de conexiones han sido desarrolladas a partir de la teoría de la plasticidad y verificadas por numerosos ensayos, según se discute en ASCE (1971), así como en varios libros y publicaciones. Entonces las conexiones que cumplan estas disposiciones son inherentemente calificadas para el uso en el diseño de estructuras basado en el análisis inelástico.

Cualquier método de diseño que esté basado en un análisis inelástico y satisfaga los requerimientos generales entregados es permitido. Estos métodos deben incluir el uso de análisis mediante elementos finitos no lineales (Crisfield, 1991; Bathe, 1995) que están basados en elementos continuos para diseñar un único componente estructural como una conexión, o el uso del análisis para pórticos inelásticos de segundo orden (McGuire y otros, 2000; Clarke y otros, 1992) para diseñar un sistema estructural consistente de vigas, columnas y conexiones.

Las Secciones 1.2 y 1.3 colectivamente definen disposiciones que pueden ser usadas para satisfacer los requerimientos de ductilidad y análisis de la Sección 1.1. Ellas proporcionan la base para el método de análisis inelástico de segundo orden de pórticos. Estas disposiciones no tienen como intención el impedir otros enfoques que cumplan los requerimientos de la Sección 1.1.

1.2. REQUISITOS DE DUCTILIDAD

Pues un análisis inelástico proporcionara la redistribución de fuerzas internas debido a la fluencia de los componentes estructurales, tales como miembros y conexiones, es imperativo que estos componentes tengan una adecuada ductilidad y sean capaces de mantener su resistencia de diseño mientras acomodan las demandas de deformación

inelástica. Factores que afectan la capacidad de deformación inelástica de los componentes incluyen las propiedades de los materiales, la esbeltez de las secciones transversales de los miembros, y las longitudes no arriostradas. Existen dos métodos generales para asegurar ductilidades adecuadas: (1) limitar los factores nombrados anteriormente, y (2) realizar una comparación directa de las demandas de deformación inelástica real con los valores predefinidos de capacidades de deformación inelástica. Lo anterior es proporcionado en el Anexo 1. Esencialmente desacopla el pandeo local inelástico del pandeo lateral-torsional inelástico. Esto ha sido parte de las disposiciones de diseño plástico por varias versiones previas de la Especificación. Ejemplos de este ultimo enfoque en el cual la demanda de ductilidad es comparada con las capacidades definidas aparecen en Galambos (1968b), Kato (1990), Kemp (1996), Gioncu y Petcu (1997), FEMA-350 (FEMA, 2000), ASCE 41-06 (ASCE, 2006), y Ziemian (2010).

1. Material

Extensa investigación sobre el comportamiento plástico e inelástico de vigas continuas, marcos rígidos y conexiones ha demostrado ampliamente la idoneidad del acero con niveles de tensión de fluencia de hasta 4.574 Kgf/cm² (450 MPa) (ASCE, 1971).

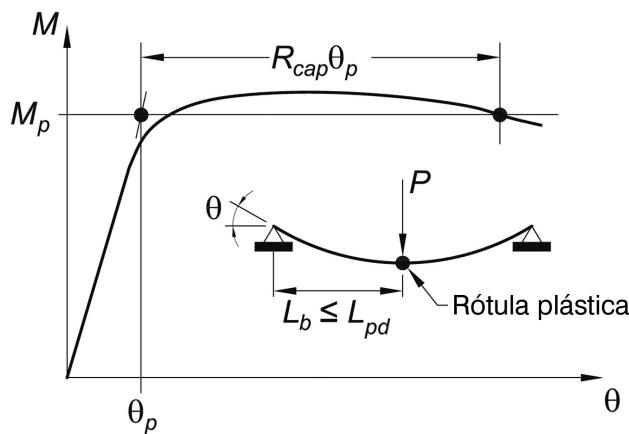
2. Sección Transversal

El diseño inelástico requiere que hasta el máximo de la curva carga – deflexión de la estructura, los momentos en los puntos de rótula plástica se mantengan al nivel del momento plástico, el que debe de ser reducido por la presencia de la carga axial. Esto implica que el miembro debe tener la suficiente capacidad de rotación inelástica para permitir la redistribución de los momentos. Las secciones designadas como compactas en la Sección B4 tienen una capacidad de rotación de aproximadamente $R_{cap} = 3$ (ver Figura C-A-1.1) y son adecuadas para desarrollar rótulas plásticas. La razón límite ancho/espesor designada como λ_p en la Tabla B4.1b y designada como λ_{pd} en este Anexo es la razón de esbeltez máxima para que se pueda alcanzar esta capacidad de rotación. Mayor discusión sobre los antecedentes de estas disposiciones se da en el Comentario de la Sección B4.

Los límites adicionales de esbeltez de las Ecuaciones A-1-1 a A.1.4 se aplican a casos no cubiertos por la Tabla B4.1b. Las ecuaciones A-1-1 y A-1-2 las que definen los límites de la razón altura/espesor de almas de miembros de ala ancha y HSS rectangulares bajo flexión y compresión combinadas han sido parte de los requisitos de diseño plástico desde la Especificación de 1969, y se basan en investigación documentada en *Plastic Design in Steel, A Guide and a Commentary* (ASCE, 1971). Las ecuaciones para las alas de HSS y otras secciones cajón (Ecuación A-1-3) y para HSS circulares (Ecuación A-1-4) son de la *Specification for Steel Hollow Structural Sections* (AISC, 2000a).

Limitar la esbeltez de los elementos en una sección transversal para asegurar ductilidad en las ubicaciones de rótulas plásticas solo se permite para secciones doblemente simétricas. En general, para ángulos, secciones T y ángulos dobles no está permitido su uso en diseño plástico pues la capacidad de rotación inelástica en zonas donde el momento produce compresión en un ala sobresaliente por lo general no será suficiente.

FIGURA C-A-11.
Definición de capacidad de rotación



Las Ecuaciones A-1-5 y A-1-7 han sido modificadas para considerar los diagramas de momento no lineales y para situaciones en que las rótulas plásticas no se desarrollen en la ubicación de la riostra correspondiente al mayor momento en los extremos. El momento M_2 en estas ecuaciones es el momento mayor en el extremo de la longitud no arriostrada, la que es tomada positiva en todos los casos. El momento M'_1 es el momento en el extremo opuesto de la longitud no arriostrada correspondiendo a un diagrama de momento lineal equivalente que proporciona la misma capacidad de rotación objetivo. Este diagrama de momento lineal equivalente es definido como sigue:

- Para casos en que la magnitud del momento flector en cualquier ubicación dentro de la longitud arriostrada, M_{max} , excede a M_2 , el diagrama de momento lineal equivalente es tomado como un diagrama de momento constante (uniforme) con un valor igual a M_{max} [ver Figura C-A-1.2(a)]. Dado de que el diagrama de momento es uniforme, el valor apropiado para L_{pd} puede ser obtenido usando $M'_1/M_2 = +1$.
- Para casos en los que la distribución de momentos internos a lo largo de la longitud no arriostrada de la viga es en verdad lineal, o cuando un diagrama de momento lineal entre M_2 y el momento real M_1 en el extremo opuesto de la longitud no arriostrada entrega un momento de magnitud mayor en las cercanías de M_2 [ver Figura C-A-1.2 (b)], M'_1 es tomado igual al momento real M_1 .
- Para todos los otros casos en que la distribución de momentos internos a lo largo de la longitud no arriostrada de la viga es no lineal y los diagramas de momento entre M_2 y el momento real M_1 , subestima el momento en las cercanías de M_2 , M'_1 es definido como el momento en el extremo opuesto para una línea dibujada entre M_2 y el momento en la mitad de la longitud no arriostrada, M_{mid} [ver Figura C-A-1.2(c)].

Los momentos M_1 y M_{mid} son tomados individualmente como positivos cuando causan compresión en la misma ala que el momento M_2 y negativo cuando es lo contrario.

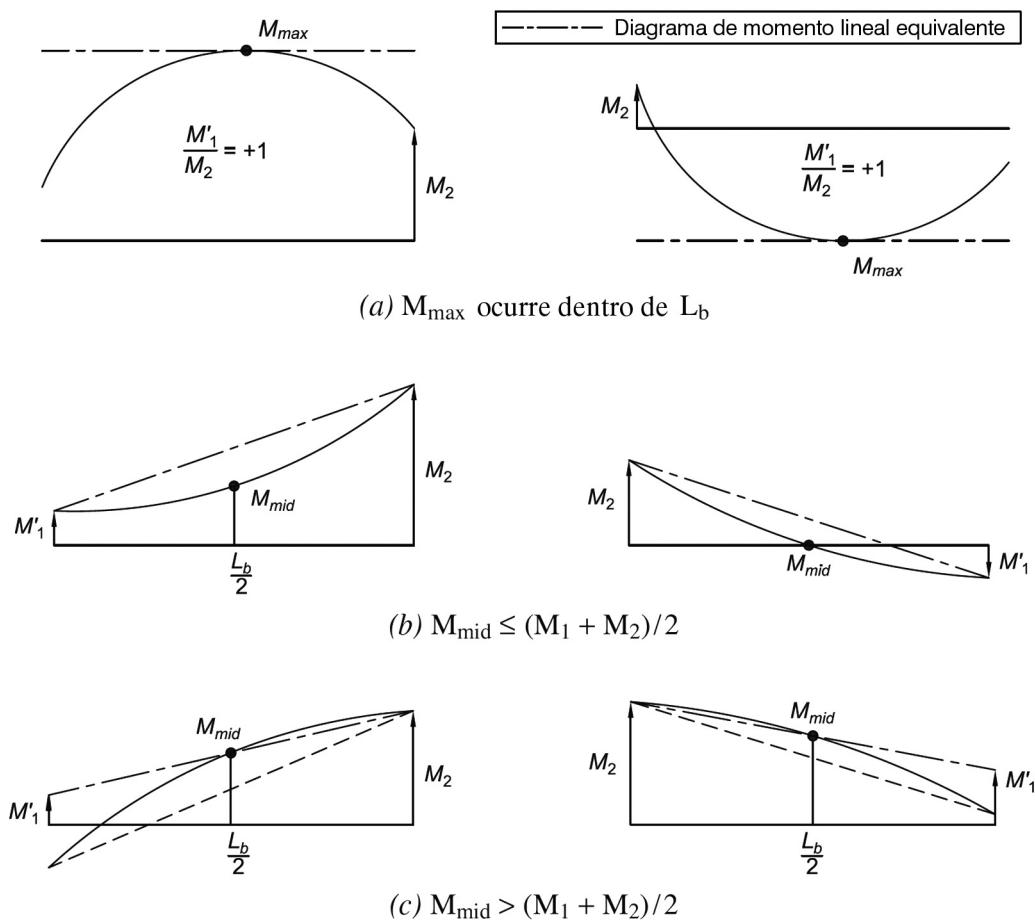
Para condiciones en las que el pandeo lateral-torsional pueda no ocurrir, tales como en miembros con secciones transversales cuadradas o circulares y miembros con secciones

doblemente simétricas solicitados a flexión en el eje débil o a una tracción suficiente, la ductilidad del miembro no es un factor de la longitud no arriostrada.

3. Fuerza Axial

Las disposiciones de esta sección restringen la fuerza axial en un miembro en compresión a $0,75F_yA_g$ o a aproximadamente un 80% de la carga de fluencia de diseño, $\phi c F_y A$. Esta disposición es una limitación por precaución ante la insuficiencia de investigaciones que han sido realizadas para asegurar de que una suficiente capacidad de rotación inelástica permanece en los miembros solicitados a altos niveles de carga axial.

FIGURA C-A-1.2.
Diagramas de momento lineales equivalentes usados para calcular M'_1 .



1.3. REQUISITOS DE ANALISIS

Para todos los sistemas estructurales con miembros solicitados a cargas axiales, las ecuaciones de equilibrio deben ser formuladas en la geometría de la estructura deformada. El uso de análisis inelásticos de segundo orden para determinar los efectos de carga en los miembros y conexiones es discutido en Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures (Ziemian, 2010). Libros de texto (por ejemplo, Chen y Lui (1991), Chen y Sohal (1995), y McGuire y otros (2000)] presentan enfoques básicos para el análisis inelástico, así como ejemplos trabajados y de programas de computador para el estudio detallado de la materia.

Las vigas continuas arriostradas no solicitadas por cargas axiales pueden ser diseñadas mediante *análisis plástico de primer orden* (análisis y diseño plástico tradicional). El análisis plástico de primer orden es tratado en ASCE (1971), en textos de diseño en acero [por ejemplo, Salmon y Johnson (2008)], en textos dedicados enteramente al diseño plástico [por ejemplo, Beedle (1958), Horne y Morris (1982); Bruneau y otros (1998) y Wong (2009)]. Herramientas para el análisis plástico de vigas continuas están disponibles para el diseñador en estos textos así como en otros, los que proporcionan formas simples de calcular las cargas de mecanismo plástico. Es importante el notar que tales métodos emplean las combinaciones de carga LRFD, ya sea directamente o implícitamente, y por lo tanto deben ser modificados para incluir una reducción en la capacidad de momento plástico de todos los miembros por un factor de 0,9. El análisis inelástico de primer orden puede ser también empleado en el diseño de vigas compuestas de acero-concreto continuas. Los límites de diseño y criterios de ductilidad para los momentos plásticos tanto positivos como negativos son entregados por Oehlers y Bradford (1995).

1. Propiedades de los Materiales y Criterio de Fluencia

Esta sección proporciona métodos aceptados para incluir incertezas en la resistencia y rigidez en sistemas, miembros y conexiones. La reducción en la resistencia de fluencia y la rigidez en miembros es equivalente a la reducción de la resistencia del miembro asociada con los factores de resistencia AISC usados en el diseño elástico. En particular, el factor de 0,90 está basado en los factores de resistencia en los miembros y componentes de los Capítulos E y F, los que son apropiados cuando el sistema estructural depende críticamente en la resistencia de un solo miembro. Para sistemas donde este no sea el caso, el uso de tales factores es conservador. La reducción en la rigidez contribuirá a mayores deformaciones y por lo tanto, a mayores efectos de segundo orden.

El comportamiento inelástico de la mayoría de los miembros estructurales es principalmente el resultado de tensiones normales en la dirección del eje longitudinal del miembro los que igualan la resistencia de fluencia del material. Por lo tanto, las tensiones normales producidas por la fuerza axial y los momentos flectores en los ejes fuerte y débil deben ser incluidos en definir la resistencia plástica de la sección transversal del miembro (Chen y Atsun, 1976).

La modelación del endurecimiento por deformaciones que resulta en resistencias mayores a la resistencia plástica de la sección transversal no es permitida.

2. Imperfecciones Geométricas

Las imperfecciones geométricas iniciales pueden afectar el comportamiento no lineal de un sistema estructural, siendo imperativo que éstas sean incluidas en el análisis de segundo orden. La discusión de cómo un marco desaplomado puede ser modelado aparece en el Comentario Sección C2.2. Información adicional es proporcionada en ECCS (1984), Bridge y Bizzanelli (1997), Bridge (1998), y Ziemian (2010).

Las desalineaciones de los miembros deben ser incluidas en situaciones en las que éstas pueden tener un impacto significativo en el comportamiento inelástico del sistema estructural. La significancia de tales efectos es un función (1) de la magnitud relativa de las fuerzas y momentos aplicados en el miembro, (2) si el miembro es sujeto a una curvatura por flexión simple o doble, y (3) la esbeltez del miembro.

En todos los casos, la imperfecciones geométricas iniciales deben ser modeladas para representar el máximo efecto potencial desestabilizador.

3. Tensiones Residuales y Efectos por Fluencia Parcial

Dependiendo de la razón entre el módulo plástico de la sección del miembro, Z , y el modulo elástico de la sección, S , la fluencia parcial que ocurre antes de la formación de una rótula plástica puede reducir significativamente la rigidez por flexión de el miembro. Este es particularmente el caso de la flexión en el eje débil para sección doble T. cualquier cambio en la rigidez en flexión puede resultar en una redistribución de fuerzas y en efectos de segundo orden aumentados, y por lo tanto necesita de ser considerado en el análisis inelástico.

El impacto de la fluencia parcial es más acentuado aun por la presencia de tensiones residuales térmicas, las que se deben a la no uniformidad del enfriado durante los procesos de manufacturación y de fabricación. Por la relativa magnitud y distribución de estas tensiones depende de los procesos y de la geometría de la sección transversal del miembro, no es posible el especificar un patrón idealizado único para el uso en todos los niveles de análisis inelástico. Las distribuciones de tensiones residuales usadas para secciones laminadas doblemente simétricas comunes están disponibles en la literatura, incluyendo ECCS (1984) y Ziemian (2010). En la mayoría de los casos, la máxima tensión residual en compresión es entre un 30% y un 50% de la tensión de fluencia.

Los efectos de la fluencia parcial y de las tensiones residuales pueden ser incluidos directamente en el análisis inelástico de distribución de la plasticidad o mediante los métodos de análisis basados en la modificación de la rótula plástica. Un ejemplo de este último método es proporcionado por Ziemian y McGuire (2002) y Ziemian y otros (2008), en el que la rigidez en flexión de un miembro es reducida de acuerdo con la magnitud de la fuerza axial y de los momentos de flexión en el eje fuerte y en el eje débil. La Especificación permite el uso de una estrategia similar, la cual es proporcionada en la Sección C2.3 y descrita en el Comentario de dicha sección. Si el efecto de la tensión residual no es incluido en el análisis y las disposiciones de la Sección C2.3 son empleadas, un factor de reducción de la rigidez de 0.9 especificado en la Sección 1.3.1 (la cual considera las incertezas en resistencia y rigidez) debe ser cambiado a 0.8. La razón para esto es que las ecuaciones entregadas en la Sección C2.3 suponen que el análisis no considera la

fluencia parcial. También para evitar casos en que el uso de la Sección C2.3 pueda ser no conservadora, se requiere adicionalmente que el criterio de fluencia o de rótula plástica empleado en el análisis inelástico sea definido por las ecuaciones de interacción H1-1a y H1-1b. Esta condición en la resistencia de la sección transversal no debe ser cumplida cuando los efectos por tensiones residuales y por fluencia parcial son considerados en el análisis.

ANEXO 2

DISEÑO PARA EMPOZAMIENTO

La estabilidad al empozamiento se determina estableciendo que las condiciones de las Ecuaciones A-2-1 y A-2-2 del Anexo 2 sean cumplidas. Estas ecuaciones entregan una evaluación conservadora de la rigidez requerida para evitar deformación desmedida, dando un factor de seguridad de cuatro contra la inestabilidad al empozamiento.

Dado que las Ecuaciones A-2-1 y A-2-2 entregan resultados conservadores, puede ser ventajoso llevar a cabo un análisis de esfuerzo más detallado para evaluar cuando un sistema de techo que no cumple las ecuaciones anteriores sigue siendo seguro a la falla por empozamiento.

Para los propósitos del Anexo 2, *miembros secundarios* son las vigas o viguetas que directamente soportan las cargas distribuidas de empozamiento sobre el techo de la estructura, y los *miembros primarios* son las vigas que soportan las reacciones concentradas de los *miembros secundarios* unidos a ellos. Representando la configuración deformada del miembro primario y *secundario* crítico como una media onda sinusoidal, se pueden estimar el peso y distribución del agua empozada, y, a partir de esto, la contribución de la deformación de cada uno de estos miembros a la deformación total por empozamiento puede ser expresada como sigue (Marino, 1966):

Para el *miembro primario*

$$\Delta_w = \frac{\alpha_p \Delta_0 [1 + 0.25\pi\alpha_s + 0.25\pi\rho(1+\alpha_s)]}{1 - 0.25\pi\alpha_p\alpha_s} \quad (\text{C-A-2-1})$$

Para el *miembro secundario*

$$\delta_w = \frac{\alpha_s \delta_0 \left[1 + \frac{\pi^3}{32}\alpha_p + \frac{\pi^2}{8\rho}(1+\alpha_p) + 0.185\alpha_s\alpha_p \right]}{1 - 0.25\pi\alpha_p\alpha_s} \quad (\text{C-A-2-2})$$

En estas expresiones Δ_0 y δ_0 son, respectivamente, las deformaciones de las vigas primaria y secundaria debido a la carga presente al inicio del empozamiento, y

$$\alpha_p = C_p / (1 - C_p)$$

$$\alpha_s = C_s / (1 - C_s)$$

$$\rho = \delta_0 / \Delta_0 = C_s / C_p$$

Utilizando las expresiones anteriores para Δ_w y δ_w , las razones Δ_w/Δ_0 y δ_w/δ_0 pueden ser calculadas para cualquier combinación dada de marco de vigas primarias y secundarias usando los valores calculados de los parámetros C_p y C_s , respectivamente, definidos en la Especificación.

Incluso en la base de comportamiento elástico ilimitado, se ve que las deformaciones por empozamiento se volverían infinitamente grandes a menos que

$$\left(\frac{C_p}{1-C_p} \right) \left(\frac{C_s}{1-C_s} \right) < \frac{4}{\pi} \quad (\text{C-A-2-3})$$

Dado que el comportamiento elástico no es ilimitado, la resistencia a flexión efectiva disponible en cada miembro para resistir la tensión causada por la acción del empozamiento está restringida a la diferencia entre la tensión de fluencia del miembro y la tensión f_0 producida por la carga total soportada por él antes de incluir la consideración del empozamiento.

Nótese que la deformación elástica es directamente proporcional a la tensión. La cantidad de empozamiento admisible tanto en miembro primario como *secundario* crítico (media luz), en términos de la razón Δ_w/Δ_0 y δ_w/δ_0 , puede ser representado como $(0,8F_y - f_0)/f_0$, suponiendo un factor de seguridad de 1,25 contra la fluencia bajo la carga de empozamiento. Sustituyendo esta expresión por Δ_w/Δ_0 y δ_w/δ_0 , y combinando con las expresiones precedentes para Δ_w y δ_w , se obtiene la relación entre los valores críticos para C_p y C_s y la resistencia elástica a flexión disponible para resistir el empozamiento. Las curvas presentadas en las Figuras A-2.1 y A-2.2 se basan en esta relación. Ellas constituyen una ayuda de diseño para usar cuando se necesite una determinación más exacta de la rigidez del marco de techo plano que la dada por la disposición de la Especificación que $C_p + 0,9C_s \leq 0,25$.

Para cualquier combinación de marco primario y secundario, el índice de tensión se calcula como sigue:

Para el *miembro primario*

$$U_p = \left(\frac{0.8F_y - f_0}{f_0} \right)_p \quad (\text{C-A-2-4})$$

Para el *miembro secundario*

$$U_s = \left(\frac{0.8F_y - f_0}{f_0} \right)_s \quad (\text{C-A-2-5})$$

donde

f_0 = tensión debida a $D + R$ (D = carga muerta nominal, R = carga nominal debido a aguas lluvias o hielo que contribuyen exclusivamente al empozamiento), kgf/cm² (MPa)

Dependiendo de la ubicación geográfica, esta carga debiera incluir la cantidad de nieve como ella pueda estar presente, aunque las fallas por empozamiento han ocurrido mas frecuentemente durante lluvias torrenciales de verano, situaciones en las cuales la tasa de precipitación excede la tasa de drenaje y el gradiente hidráulico resultante sobre grandes áreas de techo ha causado acumulación sustancial de agua a cierta distancia de los aleros.

Dado el tamaño, el espaciamiento, y la luz de una combinación tentativa de vigas primarias y secundarias, por ejemplo, uno puede entrar a la Figura A-2.1 al nivel del índice de tensiones U_p , determinado para la viga primaria; moverse horizontalmente hasta el valor C_s calculado para las vigas secundarias; luego moverse hacia abajo hasta la escala de abscisas. La rigidez combinada del enmarcado primario y secundario es suficiente para prevenir el empozamiento si la constante de flexibilidad leída de ésta última escala es mayor al valor de C_p calculado para el *elemento primario* dado; de lo contrario, será necesario un miembro primario o secundario más rígido, o una combinación de ambos.

Cuando el enmarcado de techo consiste de una serie de vigas apoyadas sobre muros igualmente espaciados, las vigas serían consideradas como *miembros secundarios*, apoyadas sobre un *miembro primario* infinitamente rígido. Para este caso, debería usarse la Figura A-2.2. El valor límite de C_s quedará determinado por la intersección de una recta horizontal que represente el valor U_s y la curva para $C_p = 0$.

El aporte de una cubierta de metal a la flecha por empozamiento es usualmente una parte tan pequeña de la deformación total por empozamiento de un panel de techo, que es suficiente con limitar su momento de inercia mm⁴ por metro de ancho normal a su luz a 3940 veces la cuarta potencia de la longitud de su luz, como se entrega en la Ecuación A-2-2. Sin embargo, puede ser necesario chequear la estabilidad contra empozamiento de un techo consistente de una cubierta de techo metálica de razón profundidad-luz relativamente esbelta, extendiéndose entre vigas apoyadas directamente sobre columnas. Esto se puede hacer utilizando las Figuras A-2.1 o A-2.2 con los siguientes valores calculados:

U_p = índice de tensiones para la viga soportante

U_s = índice de tensiones para la cubierta de techo

C_p = constante de flexibilidad para las vigas soportantes

C_s = constante de flexibilidad para un ancho de 1 pie (0,305 m) de la cubierta de techo
($S = 1,0$)

Dado que la rigidez de corte del sistema enrejado así formado es menor al de una placa sólida, el momento de inercia de las viguetas de acero y enrejados debiera ser tomado como algo menos que la de sus cordones (Heinzerling, 1987).

ANEXO 3

DISEÑO PARA FATIGA

Cuando el estado límite de fatiga es una consideración de diseño, su intensidad es afectada más significativamente por el número de aplicaciones de carga, la magnitud del rango de tensión, y la intensidad de las concentraciones de tensiones asociados a detalles específicos. Los problemas de fatiga no se encuentran normalmente en el diseño de edificios; sin embargo, cuando se presentan, y si son lo suficientemente severos, la fatiga es importante y todas las disposiciones del Anexo 3 deben ser satisfechas.

3.1. DISPOSICIONES GENERAL

En general, miembros y conexiones solicitados a no menos de unos cuantos miles de ciclos de carga no constituirán un estado de fatiga excepto posiblemente casos que involucren inversión completa de carga y ciertos detalles particularmente sensibles. Esto se debe a que el rango de tensión de diseño correspondiente estará limitado por la tensión disponible elástica. Para niveles bajos de tensión de tracción cíclico, se alcanza un punto donde el rango de tensión es tan pequeño que el agrietamiento de fatiga no se iniciará sin importar el número de ciclos de carga. Este nivel de tensión se define como el *umbral de fatiga*, F_{TH} .

Las siguientes conclusiones generales, están sustentados en extensos programas de ensayo utilizando especímenes a escala real complementados mediante análisis teóricos de tensión (Fisher y otros, 1970; Fisher y otros, 1974):

- (1) El rango de tensión y severidad de la muesca son variables de tensión dominantes para detalles soldados y vigas;
- (2) Otras variables tales como tensión mínima, tensión media, y tensión máxima, no son tan significativos para efectos de diseño; y
- (3) Aceros estructurales con puntos de fluencia de 2.500 a 7.000 kgf/cm² (250 a 690 MPa) no presentan tensiones de fatiga significativamente distintas para detalles de soldadura dados y fabricados de la misma forma.

3.2. CÁLCULO DE LAS TENSIONES MÁXIMAS Y RANGO DE TENSIONES

La fluctuación de tensión que no involucra tensión de tracción no causa propagación de la grieta y no es considerada un caso de fatiga. Por otra parte, en elementos de miembros solicitados solamente a tensiones de compresión calculadas, las grietas por fatiga se pueden iniciar en regiones de *tensiones residual* de tracción elevadas. En dichos casos, las grietas por lo general no se propagan más allá de la región de tensiones residuales de tracción, debido a que la grieta alivia la *tensión residual*. Por este motivo, los rangos de tensiones que están completamente en compresión no necesitan ser estudiados por fati-

ga. Para casos que involucren inversión cíclica de tensiones, el rango de tensión calculado debe ser tomado como la suma de las tensiones de compresión y las tensiones de tracción producidas por distintas direcciones o patrones de aplicación de la carga viva.

3.3. MATERIAL ORDINARIO Y JUNTAS SOLDADAS

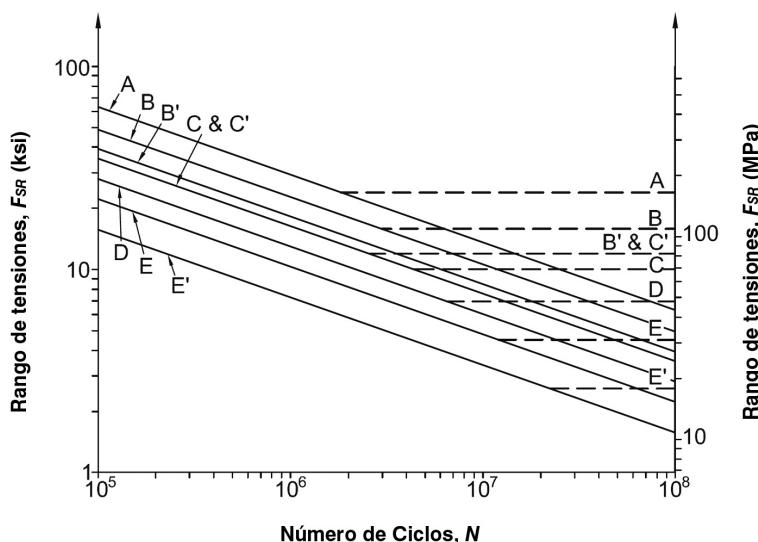
La resistencia a la fatiga se ha obtenido de una relación exponencial entre el número de ciclos a la falla N y el rango de tensión, S_r , llamada relación $S - N$, de la forma

$$N = \frac{C_f}{S_r^n} \quad (\text{C-A-3-1})$$

Usualmente la relación general se grafica como una función log-log lineal ($\log N = A - n \log S_r$). La Figura C-A-3.1 muestra la familia de curvas de resistencia a la fatiga identificadas como categorías A, B, B', C, C', D, E y E'. Estas relaciones fueron establecidas en base a una extensa base de datos desarrollada en Estados Unidos y el extranjero (Keating y Fisher, 1986). El rango de tensión de diseño ha sido desarrollado por ajuste del coeficiente C_f de forma que se entregue una curva que abarque dos desviaciones estándar del error estándar de estimación de la vida cíclica de fatiga bajo la relación $S - N$ media de los datos reales de ensayo. Estos valores de C_f corresponden a una probabilidad de falla de 2,5 % de la vida de diseño.

Antes del AISC I (AISC, 2000b) de 1999, las especificaciones entregaban tablas paso a paso que cumplían el criterio anterior de ciclos de carga, categorías de tensión y rangos de tensión de diseño. Un formato de una sola tabla (Tabla A-3.1) se introdujo en el AISC *LRFD Specification* de 1999 que entregaba las categorías de tensión, ingredientes para la ecuación aplicable, e información y ejemplos que incluían los sitios de interés por potencial inicio de agrietamiento (AISC, 2000b).

FIGURA C-A-3.1.
Curvas de resistencia a la fatiga.



La Tabla A-3.1 está organizada en 8 secciones de condiciones generales para diseño a fatiga, como se muestra a continuación:

- La Sección 1 entrega información y ejemplos para el material de acero en recortes, agujeros, tanto cortados como fabricados
- La Sección 2 entrega información y ejemplos de varios tipos de uniones sujetadas mecánicamente incluyendo bielas y placas para pasadores.
- La Sección 3 entrega información relacionada con conexiones soldadas usadas para unir miembros armados, tales como soldaduras longitudinales, agujeros de acceso y refuerzos.
- La Sección 4 se ocupa solamente de soldaduras de filete que soportan carga longitudinal en empalmes de corte.
- La Sección 5 entrega información para varios tipos de uniones con soldadura de ranura o de filete que son transversales a la tensión cíclica aplicada.
- La Sección 6 entrega información sobre una variedad de elementos unidos a las puntas de las alas o planchas del alma con soldadura de ranura, como también elementos similares conectados con soldaduras de filete o de ranura de penetración parcial en la unión.
- La Sección 7 entrega información sobre varios elementos cortos fijos a miembros estructurales.
- La Sección 8 agrupa varios detalles misceláneos tales como conectores de corte, corte en la garganta de soldaduras de filete, tapón y ranura, y su impacto en el metal base. Además especifica la tracción en el área de varios pernos, barras de anclaje con hilo y ganchos.

Un formato similar y criterio consistentes son utilizados por otras especificaciones.

Cuando se encuentre detalles de fabricación que involucren más de una categoría de tensiones en el mismo lugar del miembro, el rango de tensión en dicho lugar debe estar limitado al de la categoría más restrictiva. La necesidad de un miembro más largo que el requerido por carga estática es a menudo eliminado ubicando detalles de fabricación que induzcan muescas en zonas sujetas a menores rangos de tensión.

Un detalle no cubierto explícitamente antes de 1989 (AISC, 1989) fue agregado en la Especificación AISC LRF 1999 para cubrir elementos plancha cargados en tracción, conectados en su extremo por soldadura de penetración parcial en la unión tipo ranura o filete, en la cual hay más de un punto de inicio de grieta por fatiga. Uno de ellos será más crítico que los otros dependiendo del tipo de unión soldada, tamaño y espesor del material (Frank y Fisher, 1979). Sin importar el lugar dentro de la unión en el cual se considere el inicio de la grieta, el rango de tensión de diseño dado es aplicable al material conectado al pie de la soldadura.

3.4. PERNOS Y PARTES CON HILO

La resistencia a la fatiga de pernos solicitados a tracción es fácilmente predecible en ausencia de pretensado y acción de palanca; hay disposiciones para tales detalles no pretensados tales como colgadores y barras de anclaje. En el caso de pernos pretensados,

la deformación de las partes conectadas a través de las cuales se aplica el pretensado introduce una acción de palanca, la magnitud de la cual no es completamente predecible (Kulak y otros, 1987). El efecto de palanca no se limita solamente a un cambio en la tracción axial promedio en el perno sino que además incluye flexión en el área del hilo bajo la tuerca. Debido a la incertidumbre en el cálculo de los efectos de palanca, no se incluyen disposiciones definitivas para el rango de tensión de diseño, para pernos solicitados a tracción axial, en esta Especificación. Para limitar las incertezas relacionadas a la acción de palanca en la fatiga de pernos pretensados, el rango de tensión dado en la Tabla A-3.1 es apropiado para carga cíclica extendida solo si la palanca inducida por la carga aplicada es pequeña.

Esta Especificación no permite usar conectores no pretensados en uniones sujetas a cargas cíclicas de corte. Se ha comprobado que pernos instalados en uniones que cumplen con todos los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico permanecen intactos cuando son solicitados a tensiones de corte cíclicas, suficientes incluso para fracturar las partes conectadas. En la Sección 2 de la Tabla A-3.1 se entregan disposiciones para dichos pernos.

3.5. REQUISITOS ESPECIALES DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

Es esencial que cuando barras longitudinales de respaldo sean dejadas en el lugar, éstas deben ser continuas o empalmadas usando soldaduras de ranura de penetración completa aplicada a la unión esmeriladas antes del montaje de las partes a unir. De lo contrario, la sección transversal no fusionada constituye un defecto tendiente a fractura y puede llevar a falla de fatiga prematura o incluso fractura frágil del miembro soldado.

En uniones transversales solicitadas a tracción, la falta de fusión en el plano en uniones T constituye una condición inicial de agrietamiento. En soldaduras de ranura, la raíz en la barra de apoyo suele tener discontinuidades que pueden reducir la resistencia a fatiga de la conexión. La remoción del respaldo, ahuecar nuevamente la unión y volver a soldar, elimina las discontinuidades no deseadas.

Si se agregan soldaduras de filete en el contorno de soldaduras de ranura de penetración completa transversales en uniones T, esquinas, y esquinas re-entrantes, esto reduce la concentración de tensiones y mejora la resistencia a la fatiga.

Estudios experimentales de vigas soldadas demostraron que si la rugosidad superficial de bordes cortados a llama era menor a $25 \mu\text{m}$, las grietas de fatiga no se desarrollaran desde el borde cortado a llama sino desde las soldaduras de filete longitudinales que unen las alas de la viga al alma (Fisher y otros, 1970; Fisher y otros, 1974). Esto entrega resistencia a la fatiga de Categoría B sin necesidad de esmerilar los bordes cortados a llama.

Las discontinuidades originadas por esquinas re-entrantes en cortes, recortes y agujeros de accesos para soldadura producen un punto de concentración de tensiones que puede reducir la resistencia a la fatiga si son hechas mediante punzonado o corte a llama. Para evitar una reducción significativa en la resistencia a la fatiga, es aconsejable escariar los agujeros perforados y esmerilar la superficie cortada a llama hasta obtener una superficie metálica brillante.

El uso de lengüetas en soldaduras de ranura en uniones de extremo transversales mejora la solidez de la soldadura en los extremos de la unión. La remoción posterior de las lengüetas y esmerilado de los extremos alineados con el borde del miembro elimina discontinuidades que son perjudiciales para la resistencia a la fatiga.

ANEXO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO

4.1. DISPOSICIONES GENERALES

El Anexo 4 da orientación a los ingenieros estructurales para diseñar sistemas y componentes de edificaciones de marcos de acero, incluyendo columnas, estructuras de piso y enrejados, para condiciones de incendio. El cumplimiento con el objetivo de desempeño de la Sección 4.1.1 puede ser demostrado tanto por análisis estructural como por ensayos de calificación de los componentes.

La expansión térmica y la disminución progresiva en la resistencia y rigidez son las principales respuestas estructurales a las elevadas temperaturas que pueden ocurrir durante un incendio. Una evaluación del diseño de los componentes y sistemas de un edificio basado en la mecánica estructural que permita a los ingenieros considerar las expansiones térmicas restringidas, las deformaciones y la degradación de los materiales inducidos por fuego, pueden llevar a un diseño estructural más robusto para condición de incendio.

4.1.1. Objetivo de Desempeño

El objetivo de desempeño bajo las disposiciones y guías de esta Especificación es el de seguridad de la vida. Los niveles de seguridad contra incendio debieran depender de la ocupación de la edificación, altura de la edificación, la presencia de medidas de mitigación activa de incendio, y de la efectividad del combate contra incendios. Existen 3 estados límite para los componentes que actúan como barrera contra el fuego (muros y pisos del compartimiento): (1) transmisión de calor que lleve a una elevación de temperatura inaceptable en la superficie no expuesta; (2) ruptura de la barrera debido a agrietamiento o pérdida de integridad; y (3) pérdida de la capacidad de soporte de carga. En general, las tres deben ser consideradas por el ingeniero para lograr el desempeño deseado. Estos tres estados límite están interrelacionados en el diseño resistente a incendios. Para miembros estructurales que no sean parte de un componente de separación, el estado límite dominante es la pérdida de capacidad de soporte de carga.

Los objetivos de desempeño específicos para una cierta instalación son determinados por los inversionistas en el proceso de construcción de la edificación, dentro del contexto del objetivo general y los estados límite antes mencionados. En ciertas situaciones, el código de edificaciones vigente puede estipular que el acero en edificaciones de ciertas ocupaciones y alturas sea protegido por materiales resistentes al fuego o unidades para alcanzar metas de desempeño específicas.

4.1.2. Diseño mediante Análisis de Ingeniería

El criterio de resistencia de diseño para vigas y columnas de acero con temperaturas elevadas ha sido revisado a partir de 2005 *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC,

2005a) para reflejar las últimas investigaciones (Tagaki y Deierlein, 2007). Estas ecuaciones de resistencia no tienen una transición suave a las ecuaciones de resistencia empleadas en el diseño de miembros de acero bajo condiciones ambientales. Las implicancias prácticas de esta discontinuidad son menores, pues las temperaturas en los miembros estructurales durante un incendio completamente desarrollado están por lejos en exceso de las temperaturas en las cuales esta discontinuidad puede causar alguna preocupación en el diseño. Sin embargo, para evitar la posibilidad de alguna malinterpretación, el alcance de aplicación de los métodos de diseño en la Sección 4.2 del Anexo 4 es limitado a temperaturas sobre 204 °C.

El comportamiento estructural bajo condiciones severas de incendio es de una naturaleza altamente no lineal como resultado del comportamiento de los materiales constitutivos con temperaturas elevadas y las deformaciones relativamente elevadas que pueden desarrollar los sistemas estructurales bajo temperaturas elevadas sostenidas. Como resultado de este comportamiento, es difícil el desarrollar ecuaciones de diseño que aseguren un necesario nivel de desempeño estructural durante incendios severos empleando métodos ASD generados elásticamente. De acuerdo con esto, el diseño estructural para condiciones de incendio por análisis debe ser realizado usando métodos LRFD, en el cual las acciones estructurales no lineales que surjan durante la exposición a un incendio severo y un diseño por resistencia dependiente de la temperatura puede ser apropiadamente tomado en cuenta.

4.1.4. Combinaciones de Carga y Resistencia Requerida

Las medidas de seguridad contra incendios apuntan a tres niveles: (1) prevenir los brotes de incendios por medio de la eliminación de fuentes de ignición o prácticas riesgosas; (2) prevenir el desarrollo descontrolado del fuego e ignición por medio de detección y eliminación tempranas; y (3) prevenir la pérdida de vidas o colapso estructural por medio de sistemas de protección contra incendios, sectorización, vías de emergencia, cuidado de la integridad estructural general y otras medidas pasivas. Medidas específicas de diseño estructural para evaluar la integridad estructural y riesgo de falla progresiva debido a incendios severos pueden ser desarrolladas a partir de principios de la teoría de confiabilidad estructural (Ellingwood y Layendecker, 1978; Ellingwood y Corotis, 1991).

La probabilidad de falla del estado límite debido a incendio puede ser escrita como

$$P(F) = P(F|D,I) P(D|I) P(I) \quad (\text{C-A-4-1-1})$$

donde $P(I)$ = probabilidad de ignición, $P(D|I)$ = probabilidad de desarrollo de un incendio estructuralmente significativo, y $P(F|D,I)$ = probabilidad de falla, dada la ocurrencia de los dos eventos anteriores. La medidas tomadas para reducir $P(I)$ y $P(D|I)$ son no estructurales por naturaleza. Las medidas tomadas por el ingeniero estructural para diseñar resistencia al fuego en el impacto a la estructura se designa por $P(F|D,I)$.

El desarrollo de requisitos de diseño estructural requiere de un nivel de confiabilidad objetivo, siendo la confiabilidad medida por $P(F)$ en la Ecuación C-A-4-1-1. El análisis

de confiabilidad de sistemas estructurales para cargas gravitacionales vivas y muertas (Galambos, Ellingwood, MacGregor, y Cornell, 1982) sugiere que la probabilidad del estado límite de conexiones y miembros individuales de acero sea del orden de 10^{-5} a 10^{-4} /año. Para sistemas de marco de acero redundantes, $P(F)$ es del orden de 10^{-6} a 10^{-5} . El mínimo riesgo, esto es, el nivel bajo el cual el riesgo es de preocupación regulatoria o legal y los beneficios económicos o sociales de la reducción de riesgo son pequeños, está en el orden de 10^{-7} a 10^{-6} /año (Pate-Cornell, 1994). Si $P(I)$ es del orden de 10^{-4} /año para edificaciones típicas y $P(D|I)$ es del orden de 10^{-2} para edificaciones de oficinas y comerciales en áreas urbanas con sistemas de eliminación u otras medidas de protección, entonces $P(F|D,I)$ debiera ser aproximadamente 0.1 para establecer que el riesgo debido a falla estructural causada por incendio es socialmente aceptable.

El uso de análisis de confiabilidad de primer orden basado en esta probabilidad de estado límite objetivo (condicional) lleva a la combinación de carga gravitacional presentada en la Ecuación A-4-1. La Ecuación A-4-1 de combinación de carga es la misma que la Ecuación 2.5-1 de SEI/ASCE7 (ASCE, 2010), donde las bases probabilísticas para combinaciones de carga para eventos extraordinarios se explican en detalle. El factor 0.9 se aplica a la carga muerta cuando el efecto de la carga muerta es estabilizar la estructura; de lo contrario, se aplica el factor 1.2. Los factores de carga de las acciones acompañantes L y S en esa ecuación reflejan el hecho de que la probabilidad de coincidencia de la carga máxima variante en el tiempo con la ocurrencia de un incendio es despreciable (Ellingwood y Corotis, 1991).

La estabilidad del sistema estructural completo es verificada mediante la consideración del efecto de pequeñas cargas ficticias laterales iguales al 0,2 % de la fuerza gravitacional por piso, tal como se define en la Sección C2.2, actuando en combinación con las cargas gravitacionales. La resistencia requerida por el componente o sistema estructural diseñado usando combinación de carga A-4-1 es del orden de 60 a 70 % de la resistencia requerida bajo carga completa gravitacional o de viento a temperatura normal.

4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL POR ANÁLISIS PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO

4.2.1 Incendio de Diseño

Una vez acordada una carga de combustible para la ocupación, el diseñador debe demostrar el efecto de varios incendios sobre la estructura calculando las relaciones temperatura-tiempo para distintos factores de ventilación. Estas relaciones pueden resultar en diferentes respuestas estructurales, y es de utilidad demostrar la capacidad de la estructura de sobrellevar tales exposiciones. Los efectos de un incendio localizado deben también ser evaluados para asegurar que el daño local no es excesivo. En base a estos resultados, se pueden especificar los detalles de conexiones y bordes para obtener una estructura que sea lo suficientemente robusta.

4.2.1.1. Fuego Localizado

Los incendios localizados pueden ocurrir en grandes espacios abiertos, como el área peatonal en centros comerciales cubiertos, salones de aeropuertos, almacenes, y fábricas.

cas, donde los paquetes combustibles se encuentran separados por grandes pasillos o espacios abiertos. En tales casos, el flujo de calor radiante puede ser estimado por una aproximación de punto fuente, necesitando la tasa de liberación de calor del incendio y la distancia entre el centro del paquete combustible y la superficie más cercana de acero. La tasa de liberación de calor puede ser determinada de resultados experimentales o ser estimada cuando se conoce la pérdida de masa por unidad de área de piso ocupada por el combustible. De lo contrario, se puede suponer un incendio estacionario.

4.2.1.2. Incendio en Compartimiento Post-Ignición

Se debe tener precaución al determinar perfiles temperatura-tiempo para espacios con razones de proporción altas, por ejemplo, 5:1 o mayor, o para espacios grandes, por ejemplo, aquellos con un área de piso abierta (o expuesta) mayor a 465 m². En tales casos, es poco probable que arden simultáneamente todos los combustibles en el espacio. En cambio, la intensidad será mayor o se limitará a los combustibles más cercanos a una fuente de ventilación. Para compartimentos de tamaños reducidos o con razones de proporción bajas, la historia de temperatura del incendio de diseño puede ser determinada por ecuaciones algebraicas o modelos de computador, como los que se describen en SFPE *Handbook of Fire Protection Engineering* (SFPE, 2002).

Se debe tener precaución al determinar la duración del incendio en espacios con razones de proporción altas, por ejemplo, 5:1 o mayor, o para espacios grandes, por ejemplo, aquellos con un área de piso mayor a 465 m². La principal dificultad radica en obtener una estimación realista para la tasa de pérdida de masa, dado que puede que no todos los combustibles en el espacio estén ardiendo simultáneamente. Los errores que se cometen al reconocer la quema irregular resultará en una sobreestimación de la tasa de masa ardiendo y una subestimación de la duración del incendio por un margen significativo. Algunos métodos computacionales pueden determinar implícitamente la duración del incendio, caso en el cual no es necesario el cálculo de la tasa de pérdida de masa.

Donde se use una curva paramétrica para definir un incendio post-ignición, la duración se determina por medio de disposiciones de combustible versus ventilación, no explícitamente por pérdida de masa. Esta cláusula no debiera limitar el uso de relaciones temperatura-tiempo a aquellas donde se calcula la duración, como se estableció antes, ya que éstas tienden a ser incendios localizados e incendios exteriores.

4.2.1.3. Incendios Exteriores

Se encuentra disponible una guía de diseño para determinar la exposición resultante de un incendio exterior (AISI, 1979).

4.2.1.4. Sistemas de Protección Activa Contra el Fuego

Se debe prestar la debida atención a la confiabilidad y efectividad de los sistemas de protección activa contra fuego al describir el incendio de diseño. Cuando se instala un sistema de rociado automático, la carga total de combustible puede ser reducida hasta en un 60 % [Eurocode 1, (CEN, 1991)]. La reducción máxima en la carga de combustible debiera ser considerada sólo cuando el sistema de rociado automático sea de la máxima confiabilidad, por ejemplo, con abastecimiento de agua confiable y adecuado, supervi-

sión de válvulas de control, programación regular de mantenimiento del sistema de rociado automático desarrollada de acuerdo con NFPA (2002a), o cuando las alteraciones del sistema de rociado automático son consideradas como alteraciones de tiempo para el espacio considerado.

Para espacios con ventiladores automáticos de humo y calor, se encuentran disponibles modelos de computador para determinar la temperatura del humo (SFPE, 2002). Una reducción en el perfil de temperatura como resultado de la presencia de ventiladores de humo y calor, debiera ser considerada sólo para instalaciones confiables de éstos. Si la hay, debiera establecerse una programación regular de mantenimiento de los ventiladores de acuerdo con NFPA (2002a).

4.2.2. Temperaturas en Sistemas Estructurales Bajo Condiciones de Incendio

El análisis de transferencia de calor puede variar desde análisis unidimensionales donde se supone que el acero se encuentra a temperatura uniforme, a análisis tridimensionales. La suposición de una temperatura uniforme es apropiada en un “análisis de capacidad de calor concentrado” donde una columna de acero, viga o miembro de enrejado es uniformemente calentado a lo largo de su longitud y alrededor de todo el perímetro de la sección expuesta, y el sistema de protección también es uniforme a lo largo de su longitud y alrededor de todo el perímetro de la sección. En casos con calentamiento no uniforme o donde se utilizan distintos métodos de protección en diferentes lados de la columnas, debe llevarse a cabo un análisis unidimensional para arreglos de columnas de acero. Los análisis bidimensionales son apropiados para vigas, viguetas o miembros de enrejados que soporten losas de piso o techo.

Los análisis de transferencia de calor debieran considerar los cambios en las propiedades de los materiales con el aumento de la temperatura para todos los materiales incluidos en el ensamblaje. Esto se puede hacer en el análisis de capacidad de calor concentrado usando un valor efectivo de la propiedad, determinado a una temperatura cercana al punto medio estimado del rango de temperatura esperado al que se espera quede expuesto el componente durante el tiempo de exposición. En los análisis uni- y bidimensionales, se debe incluir explícitamente la variación de las propiedades con la temperatura.

Las condiciones de borde para el análisis de transferencia de calor deben considerar transferencia de calor radiante en todos los casos y transferencia de calor convectivo si el miembro expuesto está sumergido en humo o sujeto a la influencia de la llama. Si es apropiado, se debe tomar en cuenta la presencia de materiales resistentes al fuego en forma de aislamiento, pantallas de calor u otras medidas de protección.

Análisis de Capacidad de Calor Concentrado. El análisis de primer orden para predecir el aumento de la temperatura en los miembros estructurales de acero puede ser llevado a cabo utilizando ecuaciones algebraicas de forma iterativa. Este enfoque supone que el miembro de acero tiene una temperatura uniforme, aplicable a casos donde el miembro de acero está desprotegido o protegido de forma uniforme (en todos lados), y se encuentra expuesto a fuego alrededor de todo el perímetro del ensamblaje que lo contiene. Se debe tener cuidado cuando se aplica este método a vigas de acero que soporten losas de piso o techo, ya que este enfoque sobreestima el aumento de temperatura en la viga. Además, cuando se utilice este análisis como dato de entrada para el análisis estructural

de una viga de acero que soporte losas de piso o techo expuestas al fuego, los momentos inducidos térmicamente no serán simulados como resultado de la suposición de temperatura uniforme.

Miembros de acero no protegidos. El aumento de la temperatura en una sección de acero no protegida en un periodo corto de tiempo se debe determinar por

$$\Delta T_s = \frac{a}{c_s \left(\frac{W}{D} \right)} (T_F - T_s) \Delta t \quad (\text{C-A-4-2})$$

El coeficiente de transferencia de calor, a , se determina de

$$a = a_c + a_r \quad (\text{C-A-4-3})$$

donde

a_c = coeficiente de transferencia de calor convectivo

a_r = coeficiente de transferencia de calor radiante, dado por

$$a_r = \frac{5.67 \times 10^{-8} \epsilon_F}{T_F - T_S} (T_F^4 - T_s^4) \quad (\text{C-A-4-4})$$

Para la exposición estándar, el coeficiente de transferencia de calor convectivo, a_c , puede aproximarse como $25 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$. El parámetro, ϵ_F , toma en cuenta la emisividad del fuego y el factor vista. Estimaciones para ϵ_F , se sugieren en la Tabla C-A-4.1.

TABLA C-A-4.1. Pautas para estimar ϵ_F	
Tipo de Arreglo	ϵ_F
Columna, expuesta en todos sus costados	0,7
Viga de piso: Inserta en losa de concreto; con solo el ala inferior de la viga expuesta al incendio	0,5
Viga de piso, con losa de concreto apoyada en el ala superior de la viga	
- Razón ancho ala/alto de viga $\geq 0,5$	0,5
- Razón ancho ala/alto de viga $< 0,5$	0,7
Viga cajón y viga enrejada	0,7

Por motivos de precisión, se sugiere como límite máximo para el intervalo de tiempo, Δt , 5 segundos.

La temperatura del fuego es necesario determinarla en base a resultados del análisis de incendio de diseño. Como alternativa, pueden usarse las curvas de tiempo-temperatura estándar indicadas en ASTM E119 (ASTM, 2009d) para incendios en edificaciones o ASTM E1529 (ASTM, 2006) para incendios petroquímicos.

Miembros de Acero Protegidos. Este método es más aplicable a miembros de acero con esquemas de protección de contorno, en otras palabras, donde la aislación o el material (de protección) siguen la forma de la sección. La aplicación de este método para métodos de protección de cajón generalmente resultará en un aumento de la temperatura sobreestimado. El enfoque supone que la temperatura exterior de la aislación es aproximadamente igual a la temperatura del fuego. Alternativamente, puede hacerse un análisis más complejo el cual determina la temperatura exterior de la aislación de un análisis de transferencia de calor entre el ensamblaje y el ambiente de exposición al fuego.

Si la capacidad térmica de la aislación es mucho menor que la del acero, tal que se cumple la siguiente desigualdad:

$$c_s W/D > 2d_p \rho_p c_p \quad (\text{C-A-4-5})$$

Entonces, la Ecuación C-A-4-6 puede aplicarse para determinar el aumento de temperatura en el acero:

$$\Delta T_s = \frac{k_p}{c_s d_p \left(\frac{W}{D} \right)} (T_F - T_s) \Delta t \quad (\text{C-A-4-6})$$

Cuando es necesario considerar la capacidad térmica de la aislación (si no se satisface la desigualdad en la Ecuación C-A-4-5), entonces se debiera aplicar la Ecuación C-A-4-7:

$$\Delta T_s = \frac{k_p}{d_p} \left[\frac{T_F - T_s}{c_s \left(\frac{W}{D} \right) + \frac{c_p \rho_p d_p}{2}} \right] \Delta t \quad (\text{C-A-4-7})$$

El límite máximo para el intervalo de tiempo debiera ser 5 segundos.

Idealmente, las propiedades de los materiales debieran ser consideradas como función de la temperatura. De forma alternativa, las propiedades de los materiales pueden ser evaluadas a la mitad del rango de temperatura esperada para el componente. Para miembros de acero protegidos, las propiedades de los materiales pueden ser evaluadas a 300 °C, y para materiales de protección puede ser considerada una temperatura de 500 °C.

Acero Exterior. El aumento de temperatura se puede determinar aplicando la siguiente ecuación:

$$\Delta T_s = \frac{q''}{c_s \left(\frac{W}{D} \right)} \Delta t \quad (\text{C-A-4-8})$$

donde q'' es el flujo de calor neto incidente sobre el miembro de acero.

Métodos Avanzados de Cálculo. La respuesta térmica de miembros de acero puede ser evaluada aplicando un modelo computacional. El modelo para analizar la respuesta térmica de miembros de acero, debiera considerar lo siguiente:

- Condiciones de exposición establecidas en base a la definición del incendio de diseño. Es necesario estipular las condiciones de exposición ya sea en términos de una historia tiempo-temperatura, junto con parámetros de transferencia de calor de radiación y convección asociados a la exposición, o como un flujo de calor incidente. El flujo de calor incidente depende del escenario del incendio de diseño y la ubicación del ensamblaje estructural. El flujo de calor emitido por el fuego o humo puede ser determinado de un análisis de riesgo de incendio.
- Propiedades de los materiales dependientes de la temperatura.
- Variación de la temperatura dentro del miembro de acero y cualquier componente de protección, especialmente donde la exposición varíe de lado a lado.

Nomenclatura:

A_m	área de la superficie de un miembro por unidad de longitud, m
A_p	área de la superficie interna del material de protección contra el fuego por unidad de longitud, m
A_c	área de la sección transversal, m^2
D	perímetro de calor, m
T	temperatura, °C
V	volumen de un miembro por unidad de longitud, m^2
W	peso (masa) por unidad de longitud, kg/m
a	coeficiente de transferencia de calor, $\text{W}/\text{m}\cdot^\circ\text{C}$
c	calor específico, $\text{J}/\text{kg}\cdot^\circ\text{C}$
d	espesor, m
$h_{net,d}$	valor de diseño del flujo neto de calor por unidad de área, W/m^2
k	conductividad térmica, $\text{W}/\text{m}\cdot^\circ\text{C}$
l	longitud, m
t	tiempo de exposición al fuego, segundos
Δt	intervalo de tiempo, segundos
ρ	densidad, kg/m^3

Subíndices

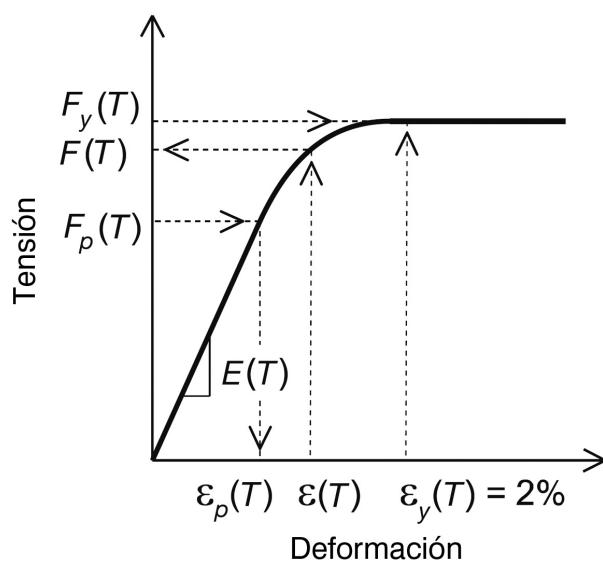
a	acero
c	convección
m	miembro
p	material de protección contra el fuego
r	radiación
s	acero
t	dependiente del tiempo
T	dependiente de la temperatura

4.2.3. Resistencias de los Materiales a Temperaturas Elevadas

Las propiedades para el acero y el concreto a temperaturas elevadas se adoptan del ECCS *Model Code on Fire Engineering* (ECCS, 2001), Sección III.2 “*Material Properties*”. Estas propiedades genéricas son consistentes con aquellas en Eurocode 3 (CEN, 2002) y Eurocode 4 (CEN, 2003), y reflejan el consenso de la ingeniería de incendios y la comunidad de investigación internacional. La información básica para las propiedades mecánicas del acero estructural a temperaturas elevadas se puede encontrar en Cooke (1988) y Kirby y Preston (1988).

La respuesta tensión-deformación del acero con temperaturas elevadas tiene una mayor nolinearidad que con temperatura ambiente y experimenta un menor endurecimiento por deformación. Tal como se observa en la Figura C-4.1 para temperaturas elevadas la desviación del comportamiento lineal es representado por el límite proporcional $F_p(T)$, y la resistencia de fluencia, $F_y(T)$, es definida con una deformación de un 2%. Con 538 °C, la resistencia de fluencia, $F_y(T)$, se reduce a un 66% del valor para temperatura ambiente, y el límite proporcional $F_p(T)$ ocurre a un 29% de la resistencia de fluencia con temperatura elevada $F_y(T)$. Finalmente, para temperaturas sobre 399 °C, la resistencia ultima con temperatura elevada es esencialmente la misma que la resistencia de fluencia con temperatura elevada, en otras palabras, $F_y(T)$ es igual a $F_u(T)$.

FIGURA C-A-4.1.
Parámetros de la curva idealizada tensión-deformación a temperaturas elevadas
(Takagi y Deierlein, 2007)



4.2.4. Requisitos de Diseño Estructural

La resistencia del sistema estructural en el incendio de diseño se puede determinar por:

- (a) Análisis estructural de los miembros individuales donde pueden ignorarse los efectos de la restricción a la expansión térmica y arqueo pero se incorpora la reducción de resistencia y rigidez con la temperatura.

- (b) Análisis estructural de ensamblajes/subestructuras donde se consideran los efectos de expansión térmica y arqueo restringidos al incorporar no linealidades geométricas y del material.
- (c) Análisis estructural global donde se considera expansión térmica restringida, arqueo, degradación del material y las no linealidades geométricas.

4.2.4.1. Integridad Estructural General

El requisito de integridad estructural general es consistente con el que aparece en la Sección 1.4 de ASCE (2010). La integridad estructural es la habilidad del sistema estructural de absorber y contener el daño local o falla sin llegar a un colapso progresivo que involucre a la estructura completa o una parte desproporcionadamente grande de ella.

El Comentario C1.4 de la Sección 1.4 de ASCE (2010) contiene directrices sobre la integridad estructural general. La subdivisión de edificaciones/pisos de un edificio es una manera efectiva de lograr resistencia al colapso progresivo como también de prevenir la propagación de un incendio, al igual que un arreglo celular de componentes estructurales que están bien unidos entre ellos provee estabilidad e integridad al sistema estructural al igual que aislación.

4.2.4.2. Requisitos de Resistencia y Límites de Deformación

A medida que se calientan los miembros estructurales, su expansión está restringida por los miembros adyacentes y conexiones. Las propiedades de los materiales se degradan con la temperatura creciente. Puede haber transferencia de carga desde los miembros más calientes a miembros adyacentes más fríos. La deformación excesiva puede ser beneficiosa en un incendio si permite aliviar tensiones inducidas térmicamente. La deformación es aceptable mientras se mantenga la separación horizontal y vertical como también la capacidad de soporte de carga total del sistema estructural.

4.2.4.3. Métodos de Análisis

4.2.4.3a. Métodos Avanzados de Análisis

Los métodos avanzados se requieren cuando se debe considerar la respuesta global del sistema estructural al incendio, la interacción entre miembros estructurales y miembros de separación, o la resistencia residual de sistema estructural después del incendio.

4.2.4.3b. Métodos Simples de Análisis

Los métodos simples pueden bastar cuando se puede suponer que un miembro o componente estructural está sujeto a un flujo uniforme de calor en todos sus lados y la suposición de temperatura uniforme es razonable, como por ejemplo, en una columna libre.

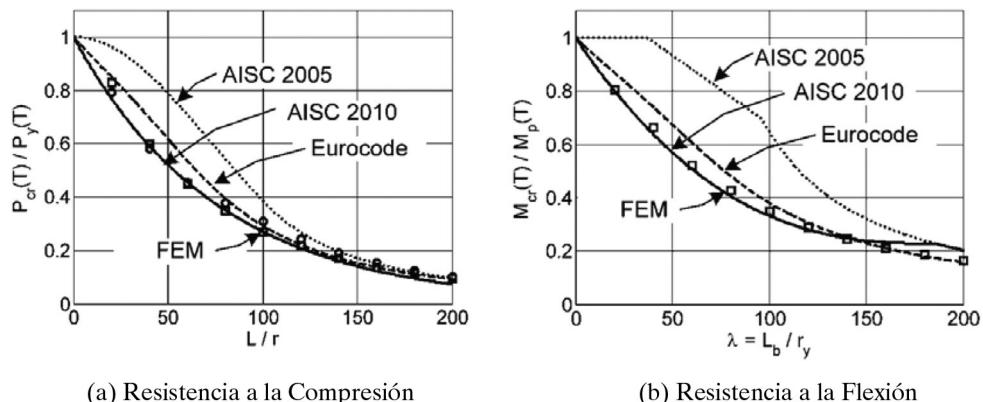
En la Especificación 2005, la resistencia nominal de los miembros para temperaturas elevadas eran calculadas empleando las ecuaciones de resistencia estándar de la Especificación con las propiedades del acero (E , F_y y F_u) reducidas para temperaturas elevadas mediante factores apropiados. Investigaciones recientes (Takagi y Deierlein, 2007) han mostrado que este procedimiento sobreestima considerablemente la resistencia de los miembros que son sensibles a efectos de estabilidad. Para reducir estos errores no con-

servadores, nuevas ecuaciones, desarrolladas por Tagaki y Deirlein (2007) son incorporadas en la edición 2010 de la Especificación para un cálculo más preciso de la resistencia de miembros comprimidos sujetos a pandeo por flexión y miembros en flexión sujetos a pandeo lateral-torsional. Tal como se muestra en la Figura C-A-4.2, las ecuaciones de la Especificación 2010 tienen una mayor precisión que métodos de análisis de elementos finitos (representados por el símbolo cuadrado en la figura), las que han sido validadas por datos experimentales, y por ecuaciones de Eurocode (ECCS, 2001).

4.2.4.4. Resistencia de Diseño

La resistencia de diseño para miembros estructurales de acero y conexiones se calcula como ΦR_n , donde R_n = resistencia nominal, en la cual se toma en cuenta el deterioro en resistencia a temperaturas elevadas, y Φ es el factor de resistencia. La resistencia nominal se calcula como en los Capítulos C, D, E, F, G, H, I, J y K de la Especificación, usando la resistencia y la rigidez de los materiales a altas temperaturas definidas en las Tablas A-4.2.1 y A-4.2.2. Mientras ECCS (2001) y Eurocode 1 (1991) especifican factores parciales para el material como igual a 1.0 para los estados límites “accidentales”, las incertezas en resistencia a temperaturas elevadas son sustanciales y en ciertos casos desconocidas. Por consiguiente, los factores de resistencia aquí son los mismos que en condiciones normales.

FIGURA C-A-4.2.
Comparación de las resistencias a compresión y flexión a 500°C (932°F)
(Takagi y Deierlein, 2007)



(a) Resistencia a la Compresión

(b) Resistencia a la Flexión

4.3. DISEÑO POR ENSAYOS DE CALIFICACIÓN

4.3.1 Estándares de Calificación

Los ensayos de calificación son una alternativa aceptable para diseñar por análisis para proveer resistencia al fuego. La clasificación de resistencia al fuego de elementos constructivos era generalmente determinada de acuerdo con los procedimientos establecidos en ASTM E119, *Standard Test Methods for Fire Test of Building Construction and Materials* (ASTM, 2009d). el diseño de elementos constructivos ensayados, con sus respectivas cla-

sificaciones de resistencia al fuego, puede ser encontrado en directorios especiales y en reportes publicados por agencias de ensayo. Adicionalmente, los procedimientos de cálculo basados en ensayos estándar puede ser empleados según se especifica en *Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection* (ASCE, 2005).

Para elementos constructivos que son requeridos para prevenir la expansión de incendios, tales como paredes, pisos y techos, los ensayos estándar proporcionan medios para la medición de la transmisión del calor para elementos constructivos que soporten carga por aplastamiento, tales como columnas, vigas, pisos, techos y paredes cargadas en aplastamiento, los ensayos estándar también proporcionan medios para la medición de la habilidad para soportar carga bajo la exposición al fuego.

Para especímenes de vigas, pisos y techos ensayados bajo ASTM E119, dos clasificaciones de resistencia al fuego —restringido y no restringido— pueden ser determinadas, dependiendo de las condiciones de restricción y el criterio de aceptación aplicados a los especímenes.

4.3.2 Construcciones Restringidas

El estándar ASTM E119 (ASTM,2009d) proporciona para ensayos de especímenes de vigas cargadas solo en una condición restringida, donde los dos extremos de la viga espécimen (incluyendo los extremos de losas para especímenes de vigas compuestas de acero-concreto) son ubicados apretados contra el marco de ensayo que soporta la viga espécimen. Por lo tanto, durante la exposición al fuego, la expansión térmica y la rotación de los extremos de la viga espécimen son resistidos por el marco de ensayo. Una condición de restricción similar es proporcionada en ASTM E119, para ensayos de pisos cargados o ensambles de techo restringidos, donde el perímetro entero del ensamblaje es ubicado firmemente contra el marco de ensayo.

La práctica de especímenes data de los primeros ensayos de incendios (mas de 100 años atrás), y hoy en dia es predominante en la calificación de marcos de acero estructural y de pisos de concreto reforzado, vigas y techos en America del Norte. Mientras el estándar ASTM E119 actual proporciona una opción para el ensayo de pisos y de ensamblajes de techos cargados en una condición sin restricción, esta opción de ensayo es raramente empleada para acero estructural y en concreto. Sin embargo, los especímenes de piso y de techo cargados, con suficiente espacio enrededor del perímetro para permitir una expansión térmica libre y rotación, son comunes en el ensayo de madera y de ensamblajes de pórticos de acero formados en frio.

Gewain y Troup (2001) proporcionó una revisión detallada de las investigaciones previas y las prácticas en los ensayos de calificación de resistencia a incendios y la clasificación del acero estructural (y el acero/concreto compuesto) de girders, vigas, pisos y techos enmarcados de acero. La clasificación por resistencia a incendios de ensamblajes restringidos (desarrollados de ensayos de especímenes de pisos y techos restringidos cargados) y la clasificación por resistencia a incendios de vigas restringidas (desarrollada de ensayos en especímenes de vigas restringidas cargadas) son comúnmente aplicables para todos los tipos (con excepciones menores) de pisos enmarcados en acero, techos, girders y vigas , según se recomienda en la Tabla X3.1 de ASTM E119, especialmente donde ellos incorporan o soportan concreto vaciado en sitio o losas de concreto prefabricado. En Ruddy

y otros (2003) proporcionan numerosos ejemplos de diseños detallados de pisos y techos enmarcados de acero por calificación de ensayos.

4.3.3. Construcciones No Restringidas

Una condición no restringida es una en la cual la expansión térmica en el apoyo de un miembro soportante de carga no es resistida por fuerzas externas al miembro y los extremos apoyados están permitidos de expandirse y rotar.

Sin embargo, en una práctica común para las vigas y girders de acero estructural (así como acero-concreto compuesto), la clasificación para vigas no restringidas fue desarrollada a partir de ensayos según ASTM E119 en especímenes de vigas restringidas cargadas o de ensayos según ASTM E119 en pisos o techos restringidos cargados, basados únicamente en las mediciones de temperatura en las superficie de miembros de acero estructural. Para pisos y techos enmarcados de acero, la clasificación de ensamblajes no restringidos fue desarrollada de ensayos ASTM E119 en especímenes de pisos y techos restringidos cargados, basados únicamente en las mediciones de temperatura en la superficie de las cubiertas de acero (si es que alguna) y en las superficies de miembros de acero estructural. Así, la clasificación para no restringidos de resistencia a incendios indica el tiempo cuando el acero alcanza la temperatura límite especificada. Estas clasificaciones de no restringidos no aportan mayor relevancia directa a la condición no restringida o las funciones sostenedora de carga de los especímenes en ensayos de incendio.

De todas maneras, las clasificaciones de no restringidos proporcionan útil información suplementaria y son empleadas como una estimación conservadora de la resistencia a incendios (en vez de las clasificaciones en restringidos) en casos donde las construcciones ya cercanas o soportante de las que no se puede esperar que acomoden la expansión térmica de las vigas o girders de acero. Por último, tal como se recomienda en la Tabla X3.1 de ASTM E119, un miembro de acero apoyado en un muro en un solo tramo o en el tramo final de múltiples tramos, debe ser considerado no restringido cuando el muro no ha sido diseñado ni detallado para resistir empujes térmicos.

BIBLIOGRAFÍA

Las siguientes referencias entregan mayor información sobre asuntos clave relacionados con diseño resistente a incendios de sistemas y componentes de edificaciones de acero, y son representativas de la extensa literatura sobre el tema. Las referencias fueron elegidas porque son fácilmente accesibles a ingenieros que buscan diseñar estructuras de acero resistentes a incendios.

AISI (1980), *Designing Fire Protection for Steel Columns*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

Bailey, C.G. (2000), “The Influence of the Thermal Expansion of Beams on the Structural Behavior of Columns in Steel-Framed Structures During a Fire,” *Engineering Structures*, Vol. 22, No. 7, pp. 755–768.

Bennetts, I.D., and Thomas, I.R. (2002), “Design of Steel Structures under Fire Conditions,” *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol. 4, No. 1, pp. 6–17.

- Boring, D.F, Spence, J.C. and Wells, W.C. (1981), *Fire Protection Through Modern Building Codes*, Fifth Edition, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.
- Brozzetti, J. and others (1983), "Safety Concepts and Design for Fire Resistance of Steel Structures," IABSE Surveys S-22/83, IABSE Periodica 1/1983, ETH-Honggerberg, Zurich, Switzerland.
- Chalk, P.L., and Corotis, R.B. (1980), "Probability Model for Design Live Loads," *Journal of the Structures Division*, ASCE, Vol. 106, No. ST10, pp. 2,017–2,033.
- Chan, S.L., and Chan, B.H.M. (2001), "Refined Plastic Hinge Analysis of Steel Frames under Fire," *Steel and Composite Structures*, Vol. 1, No. 1, pp. 111–130.
- CIB W14 (1983), "A Conceptual Approach towards a Probability Based Design Guide on Structural Fire Safety," *Fire Safety Journal*, Vol. 6, No. 1, pp. 1–79.
- CIB W14 (2001), "Rational Safety Engineering Approach to Fire Resistance of Buildings," CIB Report No. 269, International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Rotterdam, the Netherlands.
- Culver, C.G. (1978), "Characteristics of Fire Loads in Office Buildings," *Fire Technology*, Vol. 1491, pp. 51–60.
- Huang, Z., Burgess, I.W., and Plank, R.J. (2000), "Three-Dimensional Analysis of Composite Steel-Framed Buildings in Fire," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 3, pp. 389–397.
- Jeanes, D.C. (1985), "Application of the Computer in Modeling Fire Endurance of Structural Steel Floor Systems," *Fire Safety Journal*, Vol. 9, pp. 119–135.
- Kruppa, J. (2000), "Recent Developments in Fire Design," *Progress in Structures Engineering and Materials*, Vol. 2, No. 1, pp. 6–15.
- Lane, B. (2000), "Performance-Based Design for Fire Resistance," *Modern Steel Construction*, AISC, December, pp. 54–61.
- Lawson, R.M. (2001), "Fire Engineering Design of Steel and Composite Buildings," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, pp. 1,233–1,247.
- Lie, T.T. (1978), "Fire Resistance of Structural Steel," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 15, No. 4, pp. 116–125.
- Lie, T.T., and Almand, K.H. (1990), "A Method to Predict the Fire Resistance of Steel Building Columns," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 27, pp. 158–167.
- Magnusson, S.E. and Thelandersson, S. (1974), "A Discussion of Compartment Fires," *Fire Technology*, Vol. 10, No. 4, pp. 228–246.
- Milke, J.A. (1985), "Overview of Existing Analytical Methods for the Determination of Fire Resistance," *Fire Technology*, Vol. 21, No. 1, pp. 59–65.
- Milke, J.A. (1992), "Software Review: Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire," *Fire Technology*, Vol. 28, No. 2, pp. 184–189.
- Newman, G. (1999), "The Cardington Fire Tests," Proceedings of the North American Steel Construction Conference, Toronto, Canada, AISC, Chicago, Illinois, pp. 28.1–28.22.
- Nwosu, D.I., and Kodur, V.K.R. (1999), "Behavior of Steel Frames Under Fire Conditions," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 26, pp. 156–167.

- Sakumoto, Y. (1992), "High-Temperature Properties of Fire-Resistant Steel for Buildings," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 18, No. 2, pp. 392–407.
- Sakumoto, Y. (1999), "Research on New Fire-Protection Materials and Fire-Safe Design," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 12, pp. 1,415–1,422.
- Toh, W.S., Tan, K.H., and Fung, T.C. (2001), "Strength and Stability of Steel Frames in Fire: Rankine Approach," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 4, pp. 461–468.
- Usmani, A.S., Rotter, J.M., Lamont, S., Sanad, A.M., and Gillie, M. (2001), "Fundamental Principles of Structural Behaviour Under Thermal Effects," *Fire Safety Journal*, Vol. 36, No. 8.
- Wang, Y.C., and Moore, D.B. (1995), "Steel Frames in Fire: Analysis," *Engineering Structures*, Vol. 17, No. 6, pp. 462–472.
- Wang, Y.C., and Kodur, V.K.R. (2000), "Research Toward Use of Unprotected Steel Structures," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 12, pp. 1,442–1,450.
- Wang, Y.C. (2000), "An Analysis of the Global Structural Behavior of the Cardington Steel-Framed Building During the Two BRE Fire Tests," *Engineering Structures*, Vol. 22, pp. 401–412.

ANEXO 5

EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

5.1. DISPOSICIONES GENERALES

Las combinaciones de cargas presentes en este capítulo se refieren a la carga gravitacional ya que es ésta la condición más prevalente. Si otras condiciones de carga son de consideración, tales como cargas laterales, debiera usarse la combinación de carga apropiada de ASCE/SEI 7 (ASCE, 2010) o del código de edificaciones aplicable.

Para la evaluación sismorresistente de edificios existentes, ASCE/SEI 31 (ASCE, 2003) proporciona un proceso de tres pasos para la determinación del diseño y lo adecuado de la construcción de edificios existentes para resistir terremotos. El estándar define requisitos de evaluación así como procedimientos de evaluación de detalles. Los edificios deben ser evaluados de acuerdo con este estándar para los niveles de desempeño de seguridad de vida o de ocupación inmediata. Cuando la rehabilitación sismorresistente de una estructura existente es requerida, un trabajo de ingeniería de rehabilitación sismorresistente puede ser realizado de acuerdo con el estándar ASCE/SEI 41 (ASCE, 2006) u otro. El uso de los dos estándares anteriores para la evaluación sismorresistente y la rehabilitación sismorresistente de edificios de acero estructural existentes esta sujeto a la aprobación de la autoridad que tenga jurisdicción.

5.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

1. Determinación de los Ensayos Requeridos

La cantidad de ensayos requeridos depende de la naturaleza del proyecto, lo crítico del sistema estructural o miembro evaluado, y la disponibilidad de registros pertinentes al proyecto. En consecuencia, el ingeniero estructural responsable de la obra tiene la responsabilidad de determinar los ensayos específicos que se requieren y los lugares de donde deben obtenerse los especímenes

2. Propiedades de Tracción

Las muestras requeridas para ensayos de tracción debieran ser extraídas de regiones de tensiones reducidas, tales como puntas de alas de extremos de vigas y bordes de planchas externas, para minimizar los efectos en el área reducida. El número de ensayos requeridos dependerá de si se hacen solamente para confirmar la resistencia de un material conocido o para establecer la resistencia de algún otro acero.

Se debe tener considerar que tanto la tensión de fluencia determinado por métodos ASTM estándar como el informado por acerías y laboratorios de ensayo es algo mayor a la tensión de fluencia estática debido a los efectos dinámicos del ensayo. Además, la

ubicación del espécimen de ensayo puede tener algún efecto. Estos efectos ya han sido considerados en las ecuaciones de resistencia nominal de esta Especificación. Sin embargo, cuando se evalúa resistencia por ensayo de carga, este efecto debe ser tomado en cuenta en la planificación del ensayo porque el esfuerzo tenderá a ocurrir antes de lo esperado. La tensión de fluencia, F_{ys} , puede estimarse de aquel determinado por la aplicación de rutina de los métodos ASTM, F_y , utilizando la siguiente ecuación (Galambos, 1978, 1998):

$$F_{ys} = R(F_y - 281) \quad (\text{C-A-5-2-1})$$

$$[\text{S.I. : } F_{ys} = R(F_y - 27)] \quad (\text{C-A-5-2-1M})$$

donde

F_{ys} = tensión de fluencia estática, kgf/cm² (MPa)

F_y = esfuerzo de fluencia informado, kgf/cm² (MPa)

R = 0,95 para ensayos tomados de especímenes de alma

1,00 para ensayos tomados de especímenes de ala

El factor R en la Ecuación C-A-5-2-1 toma en cuenta el efecto de la ubicación en la tensión de fluencia informada. Antes de 1997, los informes de acería certificados para perfiles estructurales se basaban en especímenes extraídos del alma, de acuerdo con ASTM A6/A6M (ASTM, 2009f). Posteriormente la ubicación especificada se cambia al ala.

4. Tenacidad del Metal Base

El ingeniero estructural responsable de la obra debe especificar la ubicación de las muestras. Las muestras deben ser extraídas, cortadas a llama, o cortadas con sierra. El ingeniero estructural responsable de la obra determinará si se requieren acciones de rehabilitación, como el posible uso de planchas de empalme apernadas.

5. Metal de Soldadura

Debido a que las conexiones son típicamente más confiables que los miembros estructurales, usualmente no son necesarios ensayos de resistencia de soldaduras metálicas. Sin embargo, investigaciones en terreno han indicado que algunas veces indicado que soldaduras de ranura de penetración completa en la unión, como en uniones viga-columna, no fueron realizadas de acuerdo con AWS D1.1 (AWS, 2010). Las disposiciones especificadas en AWS D1.1, Sección 5.24 entregan medios para juzgar la calidad de este tipo de soldadura. Donde sea posible, cualquier muestra extraída debiera obtenerse de empalmes en compresión en vez que de empalmes en tracción, ya que los efectos de reparaciones para restaurar el área muestreada son menos críticos.

6. Pernos y Remaches

Debido a que las conexiones son típicamente más confiables que los miembros estructurales, usualmente la extracción y ensayo de resistencia de los conectores no es necesaria. Sin embargo, se requieren ensayos de resistencia de pernos cuando estos no pueden ser identificados adecuadamente de otra forma. Debido a que la extracción y ensayo de remaches es difícil, suponer el grado de resistencia de remache más bajo simplifica la investigación.

5.3 EVALUACIÓN MEDIANTE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2. Evaluación de Resistencia

Los factores de resistencia y de seguridad reflejan las variaciones en la determinación de la resistencia de miembros y conexiones, tales como incertidumbre en la teoría y variaciones en las propiedades de los materiales y dimensiones. Si una investigación de una estructura existente indica que hay variaciones en las propiedades de los materiales o dimensiones significativamente mayores que aquellas esperadas en la construcción, el ingeniero estructural responsable de la obra debiera considerar el uso de valores más conservadores.

5.4 EVALUACIÓN POR ENSAYOS DE CARGA

1. Determinación de la intensidad de las cargas mediante Ensayos

Generalmente, las estructuras que pueden ser diseñadas de acuerdo con las disposiciones de esta Especificación no necesitan confirmación mediante ensayos de los valores calculados. Sin embargo, pueden surgir situaciones especiales donde sea conveniente confirmar vía ensayos los resultados de los cálculos. Se entregan procedimientos de ensayo mínimos para determinar la intensidad de carga viva de una estructura. Sin embargo, en ningún caso la intensidad de carga viva determinada por ensayo deberá exceder el que se puede calcular usando las disposiciones de esta Especificación. Esto no busca desestimar el uso de ensayos para evaluar condiciones o configuraciones especiales que no estén cubiertas adecuadamente por esta Especificación.

Es esencial que el ingeniero estructural responsable de la obra tome todas las precauciones necesarias para asegurar que la estructura no falle catastróficamente durante el ensayo. Una evaluación cuidadosa de las condiciones estructurales antes del ensayo es un requisito fundamental. Esto incluye la medición y caracterización precisa del tamaño y la resistencia de los miembros, conexiones y los detalles. Todas las regulaciones de seguridad de OSHA y otros organismos pertinentes deben ser seguidas estrictamente. El uso de apuntalamiento y andamiaje pueden ser necesario en las cercanías del área de ensayo para evitar situaciones inesperadas. Se debe monitorear cuidadosamente las deformaciones y evaluar constantemente las condiciones estructurales. En algunos casos puede ser conveniente monitorear las deformaciones unitarias también.

El ingeniero estructural responsable de la obra debe usar el juicio para determinar cuándo las deformaciones se están volviendo excesivas y terminar los ensayos a un nivel de carga seguro incluso si aún no se consigue la carga deseada. La carga incremental se

específica de manera que las deformaciones puedan ser monitoreadas en forma precisa y el desempeño de la estructura sea cuidadosamente observado. Inicialmente los incrementos de carga deben ser lo suficientemente pequeños como para que pueda determinarse el inicio de fluencia significativa. El incremento puede ser reducido a medida que la intensidad de comportamiento inelástico aumenta, y el comportamiento a este nivel sea cuidadosamente evaluado para determinar cuándo terminar el ensayo de forma segura. La descarga periódica después de iniciado el comportamiento inelástico ayuda al ingeniero estructural responsable de la obra a determinar cuándo terminar el ensayo para evitar que ocurra una deformación permanente excesiva o una falla catastrófica.

Se debe tener en cuenta que el margen de seguridad al nivel de la carga máxima usada en el ensayo puede ser muy pequeño, dependiendo de factores como el diseño original, el propósito de los ensayos, y el estado de la estructura. Entonces, es imperativo adoptar todas las medidas de seguridad apropiadas. Se recomienda que la máxima carga muerta usada para los ensayos de carga sea elegida conservadoramente. Se debe tener presente que la experiencia con ensayos de más de una vano de la estructura es limitada.

La disposición que limita los aumentos en deformaciones para un periodo de una hora se da para tener la certeza de que la estructura es estable al nivel de carga evaluado.

2. Evaluación de la Serviciabilidad

En ciertos casos, puede ser necesario determinar mediante ensayos de carga el desempeño estructural bajo condiciones de servicio. Se debe tener en cuenta que una recuperación completa (en otras palabras, regreso a la posición reflectada inicial) una vez retirada la carga máxima es poco probable debido a fenómenos como: fluencia local, deslizamiento en la interfase de la losa en construcción compuesta, fluencia lenta en losas de hormigón, aplastamiento local o deformación en conexiones de corte en losas, deslizamiento en conexiones apernadas, y efectos de continuidad. Dado que la mayor parte de las estructuras muestran cierta relajación ante la primera aplicación de carga, es apropiado volver a proyectar la curva carga-deformación para carga cero para determinar la relajación y eliminarla de las deformaciones registradas. Cuando se deseé, la secuencia de aplicación de carga puede repetirse para demostrar que la estructura es esencialmente elástica bajo cargas de servicio y que la deformación permanente no es perjudicial.

5.5 INFORME DE EVALUACIÓN

Normalmente se lleva a cabo abundante evaluación y ensayos de carga en estructuras existentes cuando la documentación apropiada ya no existe o cuando hay un desacuerdo importante sobre el estado de la estructura. La evaluación resultante sólo es efectiva si está bien documentada, particularmente cuando hay ensayos de carga. Además, a medida que pasa el tiempo, pueden aparecer variadas apreciaciones de los resultados a menos que todos los parámetros de desempeño estructural, incluyendo las propiedades de los materiales, la resistencia y la rigidez, estén bien documentadas.

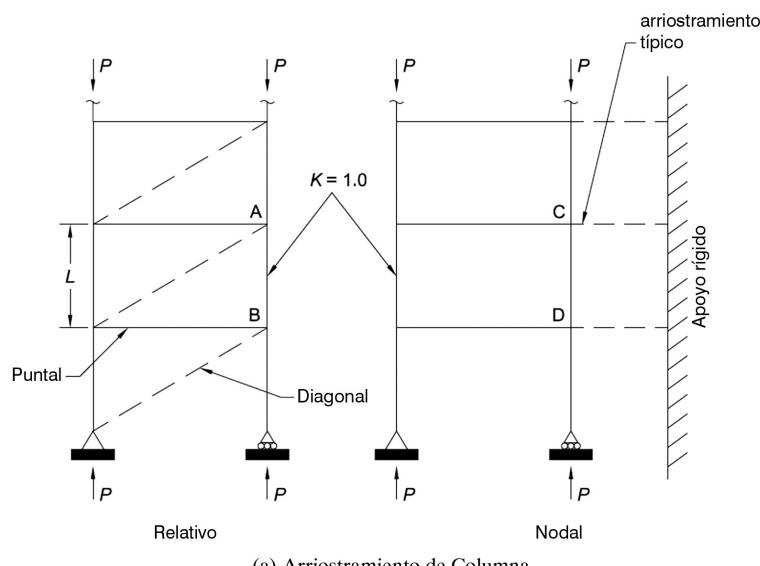
ANEXO 6

ARRIOSTRAMIENTO PARA LA ESTABILIDAD DE COLUMNAS Y VIGAS

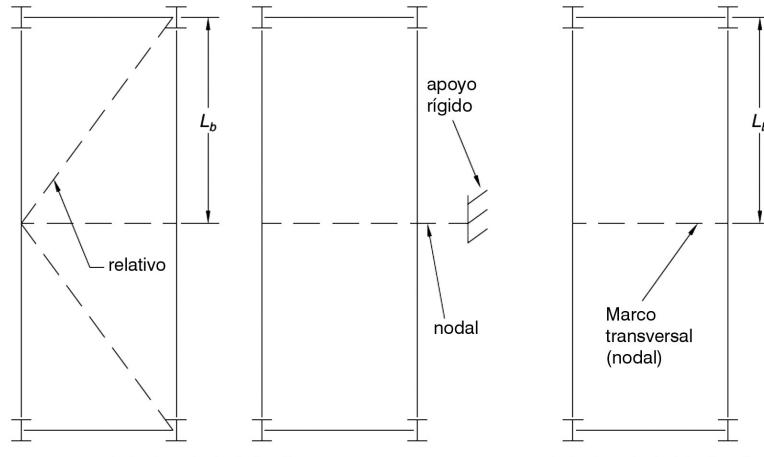
6.1. DISPOSICIONES GENERALES

Winter (1958, 1960) desarrolló el concepto de un doble requisito para el diseño de arriostamientos, el cual involucra criterios de resistencia y rigidez. Los requisitos de diseño del Anexo 6 están basados en este enfoque [para mayor detalle, ver Ziemian (2010)] y considera dos tipos generales de sistemas de arriostamientos, relativo y nodal, como se muestra en la Figura C-A-6.1.

FIGURA C-A-6.1.
Tipos de Arriostamientos



(a) Arriostamiento de Columna



b) Arriostamiento de Viga

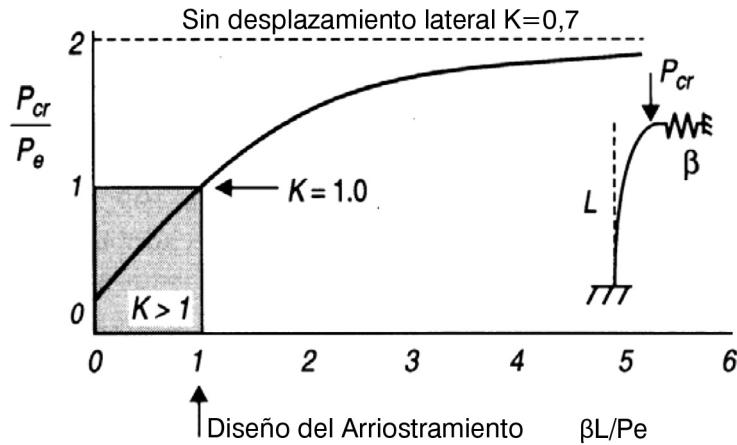
Un sistema de arriostramiento relativo de columna (tal como arriostramiento diagonal o muros de corte) esta unido a dos ubicaciones a lo largo de la longitud de la columna. La distancia entre estas posiciones es la longitud no arriostrada, L , de la columna, para la cual $K = 1,0$ puede ser usada. El sistema de arriostramiento relativo mostrado en la Figura C-A-6.1(a) consiste en la diagonal y un puntal que controla el movimiento en un extremo de la longitud no arriostrada, A , con respecto al otro extremo de la longitud no arriostrada, B . Las fuerzas en estos elementos de arriostramiento son contrarrestadas por las fuerzas en las vigas y columnas en el pórtico que es arriostrado. Tanto la diagonal como el puntal contribuyen a la resistencia y la rigidez del sistema de arriostramiento relativo. Sin embargo, cuando el puntal es una viga de piso y la diagonal una ristra, la rigidez de la viga de piso usualmente es grande comparada con la rigidez de la diagonal. En tal caso, la resistencia de la diagonal controla la resistencia y rigidez del sistema de arriostramiento relativo.

Un arriostramiento nodal para una columna controla el movimiento solo en el punto de arriostramiento particular, sin la interacción directa con puntos arriostramientos adyacentes. La distancia entre puntos de arriostramiento adyacentes es la longitud no arriostrada, L , de la columna, para la cual $K = 1,0$ puede ser usado. El sistema de arriostramiento nodal mostrado en la Figura C-A-6.1(a) consiste en una serie de arriostramientos independientes, los cuales conectan a un apoyo rígido, desde puntos arriostrados, incluyendo C y D. las fuerzas en estos elementos arriostrados son contrarrestadas por otros elementos estructurales que no son parte del pórtico que es arriostrado.

Según se ilustra en figura C-A-6.1(b), un sistema de arriostramiento relativo para una viga comúnmente consiste en un sistema con diagonales; un sistema de arriostramiento nodal comúnmente existe cuando existe un vinculo a un soporte externo o a un pórtico transversal entre dos vigas adyacentes. El pórtico transversal previene el giro (no los desplazamientos laterales) en las vigas únicamente en la ubicación particular del pórtico transversal. Con la restricción lateral y rotacional requerida que es proporcionada en los extremos de las vigas, la longitud no arriostrada, L_b , en todos estos casos es la distancia del apoyo al punto arriostrado.

Los requisitos de arriostramiento estipulados para columnas en esta Sección permiten que una columna alcance potencialmente una carga máxima basado en la longitud no arriostrada, L , entre los puntos arriostrados y el uso de $K = 1,0$. Esto no es lo mismo que el caso sin desplazamiento lateral. Como se ilustra en la Figura C-A-6.2 para un columna en voladizo con un arriostramiento variable en el extremo libre, la rigidez crítica es P_e/L , correspondiente a $K = 1,0$. Sin embargo, es necesario una arriostramiento con cinco veces esta rigidez para alcanzar el 95% del límite $K = 0,7$. Teóricamente, se requiere una arriostramiento infinitamente rígido para alcanzar el límite de no desplazamiento lateral. En forma similar, la determinación del arriostramiento requerido para alcanzar las capacidades de rotación o límites de ductilidad especificados, está más allá del alcance de estas recomendaciones.

FIGURA C-A-6.2.
Arriostramiento en Voladizo.



Las disposiciones para la rigidez de arriostramiento requerida, β_{br} , en las Secciones 6.2 y 6.3 para columnas y vigas, respectivamente han sido seleccionadas como el doble de la rigidez crítica, y todas las disposiciones sobre la rigidez de arriostramiento tienen $\phi = 0,75$ y $\Omega = 2,00$ la resistencia de arriostramiento requerida, P_{rb} , es una función de la desalineación inicial de la columna, Δ_0 , y la rigidez de la arriostramiento, β . Φ y Ω no están involucrados en la determinación de la resistencia de arriostramiento requerida; ellos están aplicados cuando las disposiciones de otros capítulos de esta Especificación son empleados en el diseño de los miembros y conexiones proporcionados para resistir estas fuerzas.

Para un sistema de arriostramiento relativo, la relación entre la carga de la columna, la rigidez de la arriostramiento y el desplazamiento lateral se muestra en la Figura C-A-6.3. Si la rigidez de arriostramiento, β , es igual a la rigidez de arriostramiento critica para un miembro perfectamente aplomado, entonces P se acerca a P_e al incrementarse la deformación lateral. Desafortunadamente, estos grandes desplazamientos producen grandes fuerzas en la arriostramiento, y Δ debe mantenerse pequeño para propósitos de diseño

Para el sistema de arriostramiento relativo mostrado en la Figura C-A-6.3, el uso de $\beta_{br} = \beta_i$ y un desplazamiento inicial de $\Delta_0 = L/500$ resulta en P_{br} igual al 0,4% de P_e para $\Delta_0 = 0,002L$. De lo mencionado anteriormente, L es la distancia entre puntos arriostrados adyacentes tal como se muestra en la Figura C-A-6.4, y Δ_0 es el desplazamiento desde la posición alineada en los puntos de arriostramiento causada por fuentes distintas a las elongaciones del arriostramiento por cargas gravitacionales o fuerzas de compresión, tales como desplazamientos causados por viento u otras fuerzas laterales, tolerancias de montaje, acortamiento de columna, etc.

Tal como se señala en el Capítulo C, el uso de $\Delta_0 L/500$ está basado en la máxima desalineación en pórticos especificada en AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC, 2010c). En forma similar, para arriostramiento torsional de vigas se supone un ángulo de torsión inicial, $\theta_0 = L/(500h_0)$ es supuesto, y h_0 es la distancia entre los centroides de las alas. Para otros valores de Δ_0 y θ_0 , es permitido el modificar las

resistencias de arriostramiento requeridas, P_{br} y M_{br} , por proporción directa. Para casos en que sea poco probable que todas las columnas en un piso estén fuera de aplomo en la misma dirección, Chen y Tong, (1994) recomiendan un desplazamiento inicial promedio de $\Delta_o = 0,002L/\sqrt{n_0}$, donde n_0 es el número de columnas, cada una con un Δ_o aleatorio, estabilizadas por el sistema de arriostramiento. Este Δ_o reducido puede ser apropiado cuando se combinen fuerzas en los arriostramientos de estabilidad con las fuerzas de viento y sísmicas.

Si la rigidez real dada al arriostramiento, β_{act} , es mayor que β_{br} , la resistencia de arriostramiento requerida, P_{rb} (o M_{rb} en el caso de arriostramiento torsional) pueden ser multiplicada por el siguiente factor:

$$\frac{1}{2 - \frac{\beta_{br}}{\beta_{act}}} \quad (\text{C-A-6-1})$$

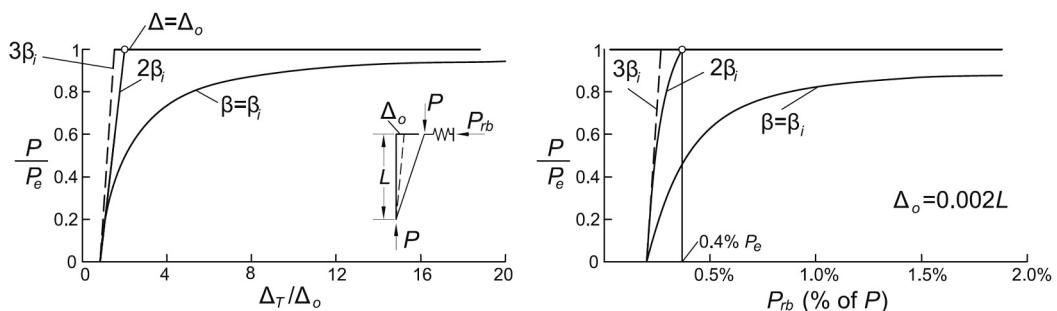
Se deben considerar las conexiones de arriostramientos, si estas son flexibles o pueden deslizar, en la evaluación de la rigidez del arriostramiento, como sigue:

$$\frac{1}{\beta_{act}} = \frac{1}{\beta_{conn}} + \frac{1}{\beta_{brace}} \quad (\text{C-A-6-2})$$

La rigidez del sistema de arriostramiento resultante, β_{act} , es menor que la más pequeña de las rigideces de la conexiones, β_{conn} , o que la rigidez del arriostramiento, β_{brace} . El deslizamiento en conexiones con agujeros estándar no necesita ser considerado excepto cuando sólo se usan unos pocos pernos.

Cuando se evalúa el arriostramiento de filas de columnas o vigas, debe considerarse la acumulación de las fuerzas de arriostramiento, las que pueden resultar en un desplazamiento diferente en cada ubicación de la viga o la columna. En términos generales, las fuerzas de arriostramiento pueden ser minimizadas incrementando el número de vanos arriostrados y usando arriostramientos rígidos.

FIGURA C-A-6.3.
Efecto de la Excentricidad Inicial.

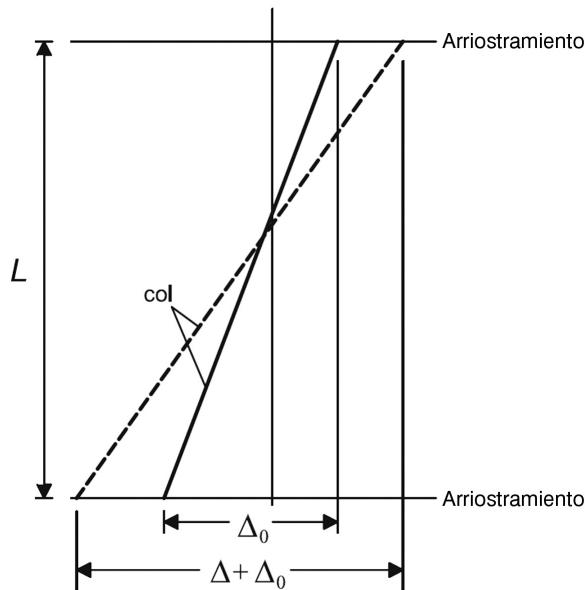


La inelasticidad en los miembros no tiene un efecto significativo en los requisitos de la arriostramiento (Yura, 1995).

6.2. ARRIOSTRAMIENTO EN COLUMNAS

Para el arriostramiento nodal de columna, la rigidez crítica es una función del número de arriostramientos intermedios (Winter, 1958; Winter, 1960). Para una arriostramiento intermedio, $\beta_i = 2Pr/L_b$, y para muchas arriostramientos $\beta_i = 4P/L_b$. La relación entre rigidez crítica y el número de arriostramientos, n , puede aproximarse (Yura, 1995) como:

FIGURA C-A-6.4
Definiciones de desplazamientos iniciales para arriostramientos nodales y relativos.



$$\beta_i = \left(4 - \frac{2}{n} \right) \frac{P_r}{L_b} \quad (\text{C-A-6-3})$$

El caso más severo (muchos arriostramientos) fue adoptado como requisito de rigidez de la arriostramiento, $\beta_{br} = 2 \times 4P/L_b$. La rigidez del arriostramiento, Ecuación A-6-4, puede reducirse por la siguiente razón, para tomar en cuenta el número real de arrios-tramientos

$$\left(\frac{2n-1}{2n} \right) \quad (\text{C-A-6-4})$$

La longitud no arriostrada, L_b , en la Ecuación A-6-4 se supone igual al largo KL , que permite a la columna alcanzar P_r . Cuando el espaciamiento real del arriostramiento es menor a KL determinado, la rigidez requerida calculada puede volverse algo conservadora ya que las ecuaciones de rigidez son inversamente proporcionales a L_b . En tales

casos, L_b puede ser tomado igual a KL . Esta sustitución es también permitida para las formulaciones de arriostramiento nodal de vigas dadas en las Ecuaciones A-6-8 y A-6-9.

Por ejemplo, un W12×53 (W310×79) con $P_u = 181.000 \text{ kgf}$ (1780 kN) para LRFD o $P_a = 121.000 \text{ kgf}$ (1190 kN) para ASD puede tener una longitud no arriostada máxima de 550 cm (5.5 m) para acero A992. Si el espaciamiento real del arriostramiento es de 240 cm (2.4 m), entonces puede usarse 550 cm (5.5 m) en la Ecuación A-6-4 para determinar la rigidez requerida. El uso de L_b igual al valor de KL en la Ecuación A-6-4 entrega estimaciones razonables de los requisitos de rigidez del arriostramiento; sin embargo, la solución puede aún resultar en estimaciones conservadoras de los requisitos de rigidez. Se puede mejorar la precisión tratando el sistema como un sistema de arriostramiento continuo (Lutz y Fisher 1985; Ziemian, 2010).

Con respecto a los requisitos de resistencia del arriostramiento, el modelo rígido de Winter sólo toma en cuenta los efectos de fuerzas debido a desplazamientos laterales y entregaría una fuerza en el arriostramiento de $0,8\% P_r$. Para tomar en cuenta la fuerza adicional debido a la curvatura del miembro, esta fuerza teórica ha sido aumentada a $1,0\% P_r$.

6.3. ARRIOSTRAMIENTO EN VIGAS

El arriostramiento de vigas debe prevenir la torsión de la sección, no el desplazamiento lateral. Tanto el arriostramiento lateral, como por ejemplo, viguetas unidas al ala en compresión de una viga simplemente apoyada, y el arriostramiento torsional, por ejemplo, un marco transversal o diafragma entre dos vigas adyacentes, pueden ser empleados para controlar el torsión. Los sistemas de arriostramiento lateral unidos cerca del centroide de la viga son inefficientes en controlar el giro.

Para vigas flectadas a doble curvatura, un punto de inflexión no arriostado no puede considerarse como un punto de arriostramiento porque en ese punto puede haber torsión. (Ziemian, 1998). Si se requiere arriostramiento, arriostramiento lateral provisto cerca de un punto de inflexión debe ser unido a ambas alas para prevenir el giro, de no ser así, se puede ser usar arriostramiento torsional. Un arriostramiento lateral en un ala cerca del punto de inflexión es poco efectivo

Los requisitos para el arriostramiento de vigas se basan en las recomendaciones de Yura (1993).

1. Arriostramiento Lateral

Para el arriostramiento lateral, el siguiente requisito de rigidez fue derivada siguiendo el enfoque de Winter:

$$\beta_{br} = 2N_i C_t (C_b P_f) C_d / \phi L_b \quad (\text{C-A-6-5})$$

donde

$N_i = 1,0$ para arriostramiento relativo

= $(4 - 2/n)$ para arriostramiento nodal

$C_t = 1,0$ para carga centroidal)

= $1 + (1,2/n)$ para carga en el ala superior

n = número de arriostramientos intermedios

P_f = fuerza de compresión en el ala de la viga

$$= \pi^2 EI_{yc}/L_b^2$$

I_{yc} = momento de inercia fuera del plano del ala en compresión

C_b = modificador del momento del Capítulo F

C_d = factor de doble curvatura (compresión en ambas alas)

$$= 1 + (M_s/M_L)2$$

M_s = menor momento que produce compresión en cada ala

M_L = mayor momento que produce compresión en cada ala

El factor C_d varía entre 1,0 y 2,0 y se aplica sólo al arriostramiento más cercano al punto de inflexión. El término $(2N_i C_i)$ puede ser aproximado de forma conservadora como 10 para cualquier número de arriostramientos nodales y 4 para arriostramientos relativos y $(C_b P_f)$ puede ser aproximado como M_r/h lo que simplifica la Ecuación C-A-6-5 a los requisitos de rigidez dados por las Ecuaciones A-6-6 y A-6-8. La Ecuación C-A-6-5 puede ser usada en vez de las Ecuaciones A-6-6 y A-6-8.

El requisito de resistencia de la arriostramiento para arriostramiento relativo es

$$P_{rb} = 0,004M_u C_t C_d / h_0 \quad (\text{C-A-6a})$$

y para arriostramiento nodal

$$P_{rb} = 0,01M_u C_t C_d / h_0 \quad (\text{C-A-6-6b})$$

Estos se basan en suponer un desplazamiento lateral inicial del ala en compresión de $0,002L_b$. Los requisitos de resistencia del arriostramiento de las Ecuaciones A-6-5 y A-6-7 se derivan de las Ecuaciones C-A-6-6a y C-A-6-6b. En ellas se ha supuesto la carga aplicada en el ala superior ($C_t = 2$). Las ecuaciones C-A-6-6a y C-A-6-6b pueden ser usadas en vez de las Ecuaciones A-6-5 y A-6-7 respectivamente.

2. Arriostramiento Torsional

El arriostramiento torsional puede estar unido continuamente a lo largo de la longitud de la viga (por ejemplo, cubierta o losa metálica) o bien estar ubicado en puntos discretos a lo largo de la longitud del miembro (por ejemplo, marcos transversales). Con respecto a la respuesta de la viga, el arriostramiento torsional unido al ala en tracción es tan efectivo como un arriostramiento unido en la mitad de la profundidad o al ala en compresión. Aunque la respuesta de la viga es generalmente insensible a la ubicación del

arriostramiento, la posición del arriostramiento en la sección transversal tiene un efecto en la rigidez del arriostramiento mismo. Por ejemplo, una arriostramiento torsional unido al ala inferior usualmente tenderá a flectarse en curvatura simple (por ejemplo, con una rigidez a flexión de $2EI/L$ basada en las propiedades del arriostramiento) mientras que un arriostramiento unido al ala superior usualmente tenderá a flectarse en curvatura inversa (por ejemplo, con una rigidez a flexión de $6EI/L$ basada en las propiedades del arriostramiento). Conexiones parcialmente restringidas pueden usarse en la medida que se considere su rigidez al evaluar la rigidez torsional del arriostramiento.

Los requisitos para el arriostramiento torsional se basan en la resistencia al pandeo de una viga con un arriostramiento torsional continua a lo largo de su longitud que se presenta en Taylor y Ojalvo (1966) y modificada por Yura (2001) para considerar la distorsión en la sección transversal, como sigue a continuación.

$$M_r \leq M_{cr} = \sqrt{(C_{bu}M_o)^2 + \frac{C_b^2 EI_y \bar{\beta}_T}{2C_{tt}}} \quad (\text{C-A-6-7})$$

El término $(C_{bu}M_o)$ es la resistencia al pandeo de la viga sin arriostramiento torsional. $C_n = 1,2$ cuando la carga se aplica en el ala superior y $C_n = 1.0$ para carga centroidal. $\bar{\beta}_T = n\beta_T/L$ es la rigidez del arriostramiento torsional continuo por unidad de longitud o su equivalente cuando se usan n arriostramientos nodales, cada una con rigidez β_T , a lo largo del vano L ; el 2 toma en cuenta la desalineación inicial. Despreciar el término del pandeo de la viga no arriostrada entrega una estimación conservadora del requisito de rigidez de la arriostramiento torsional (Ecuación A-6-11).

Los requisitos de resistencia para los arriostramientos torsionales de vigas fueron desarrollados sobre la base de suponer una imperfección de torsión inicial de $\theta_0 = 0,002L_b/h_0$, donde h_0 es igual a la altura de la viga. Cuando se suministra, por lo menos dos veces la rigidez ideal, resulta en una fuerza en la arriostramiento, $M_{rb} = \beta_T\theta_0$. Usando la formulación de la Ecuación A-6-11 (sin ϕ o Ω), la resistencia requerida para el arriostramiento torsional es

$$\begin{aligned} M_{rb} &= \beta_T\theta_0 \\ &= \left(\frac{2.4LM_r^2}{nEI_y C_b^2} \right) \left(\frac{L_b}{500h_0} \right) \end{aligned} \quad (\text{C-A-8})$$

Para obtener la Ecuación A-6-9, la ecuación fue simplificada como sigue:

$$\begin{aligned} M_{rb} &= \left(\frac{2.4LM_r^2}{nEI_y C_b^2} \right) \left(\frac{L_b}{500h_0} \right) \left(\frac{\pi^2 L_b^2}{\pi^2 L_b^2} \right) \\ &= \left(\frac{2.4\pi^2 M_r L}{500nC_b L_b} \right) \left(\frac{M_r}{h_0} \right) \left(\frac{L_b^2}{C_b \pi^2 EI_y} \right) \end{aligned} \quad (\text{C-A-6-9})$$

El término M_r/h_0 puede aproximarse como la fuerza en el ala P_f y el término $L_b^2/C_b\pi^2EI_y$ puede representarse como el recíproco del doble de la resistencia a pandeo del ala $[1/(2P_f)]$. Reemplazando estos términos y evaluando las constantes resulta

$$M_{rb} = \frac{0.024M_rL}{nC_bL_b} \quad (\text{C-A-6-10})$$

que es la expresión dada por la Ecuación A-6-9.

Las Ecuaciones A-6-9 y A-6-12 dan los requisitos de resistencia y rigidez para vigas doblemente simétricas. Para secciones con simetría simple estas ecuaciones generalmente serán conservadoras. Mejores estimaciones de los requisitos de resistencia para arriostramiento torsional pueden obtenerse con la Ecuación C-A-6-8 reemplazando I_y por I_{eff} dado por la siguiente expresión:

$$I_{eff} = I_{yc} + \left(\frac{t}{c} \right) I_{yt} \quad (\text{C-A-6-11})$$

donde

t = es la distancia del eje neutro a las fibras extremas en tracción

c = es la distancia del eje neutro a las fibras extremas en compresión

I_{yc} e I_{yt} = son los momento de inercia de las alas en compresión y tracción respectivamente con respecto a un eje a través del alma.

Se pueden obtener buenas estimaciones de los requisitos de rigidez de arriostramientos torsionales para perfiles I de simetría simple, usando la Ecuación A-6-11 y reemplazando I_y por I_{eff} dado por la Ecuación C-A-6-11.

El término β_{sec} en las Ecuaciones A-6-10, A-6-12 y A-6-13 toma en cuenta la distorsión de la sección transversal. Un atiesador del alma en el punto de arriostramiento reduce esta distorsión de la sección transversal y mejor la efectividad de la arriostramiento torsional. Cuando un marco transversal se une cerca de ambas alas o a un diafragma que es de aproximadamente la misma profundidad que la viga, entonces la distorsión del alma será insignificante de forma que β_{sec} tiende a infinito. La rigidez de arriostramiento requerida, β_{Tb} , dada por la Ecuación A-6-10 se obtuvo resolviendo la siguiente expresión que representa la rigidez del sistema incluyendo efectos de distorsión:

$$\frac{1}{\beta_T} = \frac{1}{\beta_{Tb}} + \frac{1}{\beta_{sec}} \quad (\text{C-A-6-12})$$

Los enrejados de cordones paralelos con ambos cordones extendiéndose hasta el extremo de la luz y unidos a apoyos pueden ser tratados como vigas. Para determinar los requisitos de resistencia y rigidez del arriostramiento, en las Ecuaciones A-6-5 a A-6-9, M_u , puede ser tomado como la máxima fuerza de compresión en el cordón multiplicada por la altura del enrejado. No es necesario considerar efectos de distorsión de la sección transversal, β_{sec} , cuando se usan como arriostramiento marcos transversales de profundidad completa. Cuando cualquiera de los cordones no se extiende hasta el extremo del vano, se debe prestar atención para controlar el torsión cerca de los extremos del vano, usando marcos transversales o amarras.

6.4. ARRIOSTRAMIENTO EN VIGA-COLUMNAS

La sección sobre arriostramiento en viga-columnas fue introducida en la edición 2010. Los requerimientos de arriostramiento para compresión y aquellos para flexión son, en efecto, sobrepuertos para llegar a los requerimientos para viga-columnas. Este enfoque tiende a ser conservador y para una solución más refinada el realizar un análisis racional puede ser deseable.

ANEXO 7

MÉTODOS ALTERNATIVOS DE DISEÑO POR ESTABILIDAD

El método de longitud efectiva y el método de análisis de primer orden son tratados en este Anexo, como alternativas al método de análisis directo, el cual es presentado en el Capítulo C. Estos métodos alternativos de diseño por estabilidad pueden ser usados cuando los límites sobre su uso, los que se definen en las Secciones 7.2.1 y 7.3.1, son satisfechos respectivamente.

Ambos métodos en este Anexo utilizan la geometría nominal y la rigidez elástica nominal (EI , EA) en el análisis. De acuerdo con esto, es importante notar que los límites de la razón de amplificación de la *deriva* ($\Delta_{2\text{do orden}}/\Delta_{1\text{er orden}}$ o B_2) especificado en el Capítulo C y el Anexo 7 son diferentes. Para el método de análisis directo en el Capítulo C, el límite de 1,7 para ciertos requerimientos está basado en el uso de una rigidez reducida (EI^* y EA^*). Para el método de longitud efectiva y el método de análisis de primer orden, el límite equivalente de 1,5 está basado en el uso de una rigidez sin reducciones (EI y EA).

7.2. MÉTODO DE LA LONGITUD EFECTIVA

El método de la longitud efectiva (a pesar de que no está identificado formalmente con este nombre) ha sido usado en varias formas en la Especificación AISC desde 1961. Las disposiciones actuales son esencialmente las mismas que aquellas en el Capítulo C de *Specification for Structural Steel Buildings 2005*(AISC, 2005a), con las siguientes excepciones

Estas disposiciones junto al uso de longitudes efectivas de columnas mayores que las longitudes reales para calcular la resistencia disponible en ciertos casos, consideran los efectos de desaplyomes iniciales y la reducción de la rigidez de los miembros debido a la propagación de plasticidad. No se requieren de reducciones en la rigidez en el análisis.

La longitud efectiva, KL , para pandeo de la columna basada en teoría de estabilidad elástica (o inelástica) o alternativamente la carga equivalente de pandeo de columna, $F_e = \pi^2EI/(KL)^2$, se usa para calcular una resistencia de compresión axial, P_n , mediante una curva de columna empírica que toma en cuenta las imperfecciones geométricas y fluencia distribuida (incluidos los efectos de las *tensiones residuales*). Esta resistencia de columna es combinada luego con la resistencia a flexión, M_c , y fuerzas de segundo orden, P_r y M_r , en las ecuaciones de interacción viga-columna.

Marcos Arriostrados

Los marcos arriostrados son comúnmente idealizados como sistemas de enrejados verticalmente en voladizo puntualmente conectados, ignorando los momentos secundarios dentro del sistema. El factor de longitud efectiva, K, de los componentes del marco arriostrado es normalmente tomado como 1,0 a menos que un valor menor sea justificado mediante análisis estructural y el diseño de los miembro y conexiones sea consistente

con esta suposición. Si la fijación de las conexiones es modelada en el análisis, los momentos resultantes en los miembros y conexiones deben ser acomodados en el diseño.

Si $K < 1$ es usado para la determinación de P_n en un marco arriostrado, las demandas adicionales en la estabilidad del sistema de arriostamiento y la influencia en los momentos de segundo orden en vigas proporcionan restricciones en las columnas deben ser considerados. Estas disposiciones en el Anexo 6 no tratan las demandas adicionales sobre los miembros arriostrados por el uso de $K < 1$. Generalmente, un análisis elástico riguroso de segundo orden es necesario para el cálculo de los momentos de segundo orden en vigas que proporcionan una restricción a los miembros de las columnas con un diseño basado en $K < 1$. Por lo tanto, el diseñar usando $K = 1$ es recomendable, excepto en aquellas situaciones especiales donde los cálculos adicionales son justificados.

Marcos Rígidos

Los marcos rígidos dependen fundamentalmente de las rigideces por flexión de las vigas y columnas conectadas. Las reducciones de rigidez debido a deformaciones de corte pueden requerir ser consideradas cuando el tamaño de los vanos es pequeño y/o los miembros son profundos.

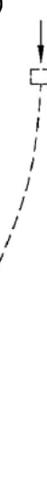
Cuando el método de longitud efectiva es empleado, el diseño de toda viga-columna en el marco rígido debe estar basado en una longitud efectiva, KL , mayor que la longitud real L , excepto cuando excepciones específicas basadas en una alta rigidez estructural son satisfechas. Cuando la amplificación lateral ($\Delta_{2\text{do orden}}/\Delta_{1\text{er orden}}$ o B_2) es igual o menor que 1.1, el diseño del pórtico debe estar basado en el uso de $K = 1,0$ para las columnas. Esta simplificación para estructuras rígidas resulta en un error máximo de 6% en la verificación de la resistencia en el plano de viga-columnas del Capítulo H (White y Hajjar, 1997a). Cuando la amplificación lateral es mayor, K debe ser calculado.

Un amplio rango de métodos han sido sugeridos en la literatura para el cálculo de factores K (Kavanagh, 1962; Johnston, 1976; Le Messurier, 1977; Comité de Tareas sobre Longitud Efectiva ASCE, 1997; White y Hajjar, 1997b). Este rango desde simples idealizaciones de una única columna es mostrado en la Tabla C-A-7.1 a complejas soluciones de pandeo para marcos y condiciones de carga específicos. En algunos tipos de marcos, los factores K son sencillamente estimados o calculados, y son una conveniente herramienta para el diseño por estabilidad. En otros tipos de estructuras, la determinación de factores K confiables es determinado mediante tediosos procedimientos manuales, y la estabilidad del sistema puede ser tratada en una forma más efectiva con el método de análisis directo.

El método más común para determinar K es mediante el uso de nomogramas, estos se muestran en la Figura C-A-7.1 para marcos con desplazamiento lateral restringido y en la Figura C-A-7.2 para marcos con desplazamiento lateral permitido. (Kavanagh, 1962) Estas cartas suponen condiciones idealizadas que raras veces se presentan en las estructuras de la realidad. Estas hipótesis son del siguiente tipo:

1. Comportamiento elástico
2. Miembros de sección transversal constante
3. Uniones rígidas

4. En el caso de columnas de marcos con desplazamiento lateral restringido, las rotaciones a lados opuestos de las vigas, son iguales en magnitud y de dirección opuesta, produciendo flexión en curvatura simple.

TABLA C-A-7.1 Valores Aproximados del Factor de Largo Efectivo, K						
La geometría deformada se muestra en línea discontinua	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para condiciones aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Vínculo en el extremo						
	  	Restricción a la rotación y desplazamiento				
	 	Rotación libre - restricción al desplazamiento				
	 	Restricción a rotación – desplazamiento libre				
	 	Rotación y traslación libres				

5. En el caso de columnas de marcos con desplazamiento transversal libre, las rotaciones en los extremos de las vigas, son iguales en magnitud y dirección, produciendo flexión en doble curvatura.
6. El parámetro que mide la rigidez $L\sqrt{P/EI}$ de todas las columnas es el mismo.
7. La restricción de las conexiones se distribuye sobre y bajo la columna en proporción a EI/L para las dos columnas.
8. Todas las columnas pandean simultáneamente.
9. No hay una compresión axial significativa en las vigas.

El nomograma para marcos restringidos que se muestra en la figura C-A-7.1 está basado en la siguiente ecuación:

$$\frac{G_A G_B}{4} (\pi/K)^2 + \left(\frac{G_A + G_B}{2} \right) \left(1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} \right) + \frac{2 \tan(\pi/2K)}{(\pi/K)} - 1 = 0 \quad (\text{C-A-7-1})$$

El nomograma para marcos libres lateralmente que se muestra en la figura C-C2.4 está basado en la siguiente ecuación:

$$\frac{G_A G_B (\pi / K)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{(\pi / K)}{\tan(\pi / K)} = 0 \quad (\text{C-A-7-2})$$

donde:

$$G = \frac{\Sigma(E_c I_c / L_c)}{\Sigma(E_g I_g / L_g)} = \frac{\Sigma(EI / L)_c}{\Sigma(EI / L)_g} \quad (\text{C-A-7-3})$$

Los subíndices A y B se refieren a las uniones en los extremos de la columna que está siendo considerada. El símbolo Σ indica suma de todos los miembros que se encuentran unidos rígidamente a la unión y que están en el plano en el cual el pandeo de la columna está siendo considerado. E_c es el módulo de elasticidad de la columna, I_c es el momento de inercia de la columna y L_c es el largo no arriostrado de la columna. E_g es el módulo de elasticidad de la viga, I_g es el momento de inercia de la viga y L_g es el largo no arriostrado de la viga o de otro miembro que ofrezca restricción. I_c e I_g son respecto de los ejes perpendiculares al plano de pandeo del miembro que está siendo considerado. El nomograma es válido para diferentes materiales cuando se usa una rigidez efectiva, E_r , apropiada en los cálculos de G .

FIGURA C-A-7.1.
Nomograma – desplazamientos restringidos (marco arriostrados).

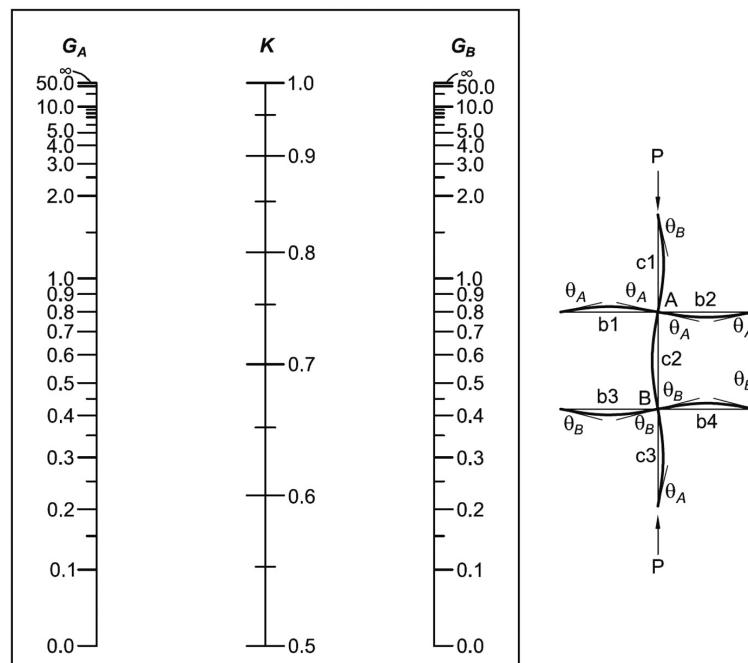
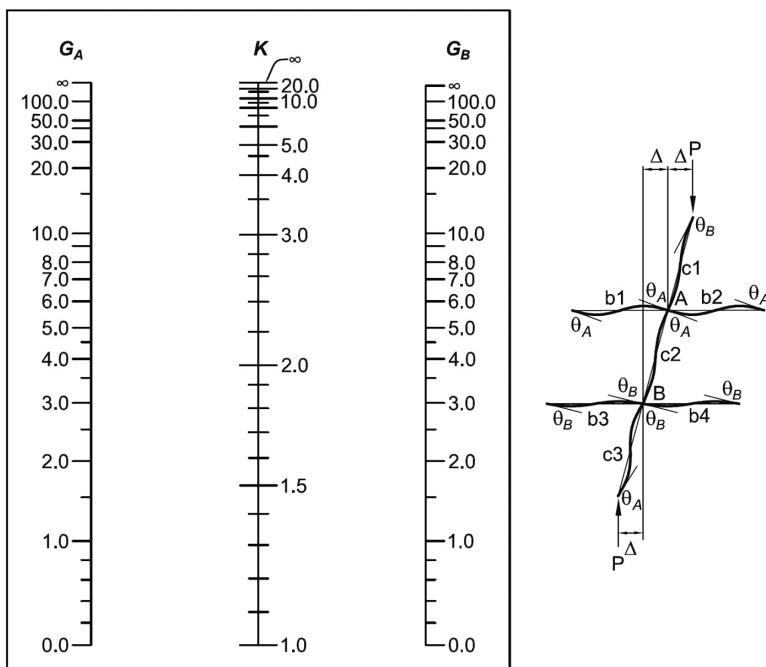


FIGURA C-A-7.2.
Nomograma – desplazamientos permitido (marco rígido).



Es importante recordar que los nomogramas están basados en las condiciones idealizadas previamente discutidas y que estas condiciones rara vez se dan en las estructuras reales. En consecuencia se requiere de ajustes tales como:

Ajustes para Columnas Con Condiciones Diferentes en los Extremos. Para columnas apoyadas en sus extremos, pero no rígidamente conectadas a, una zapata o fundación G es teóricamente infinito pero a menos que se diseñe como rótula perfecta, puede adoptarse el valor 10 para el diseño. Si el extremo de la columna es acoplado a una zapata diseñada adecuadamente, G puede ser tomado como 1,0. Valores más pequeños pueden usarse si se les justifica mediante análisis.

Ajustes para Vigas Con Condiciones Diferentes en los Extremos. En el caso de marcos impedidos de desplazar lateralmente, pueden realizarse ajustes para diferentes condiciones en los extremos de las vigas, de la siguiente manera:

- (a) Cuando el extremo lejano de una viga es fijo, debe multiplicarse $(EI/L)_g$ del miembro por 2,0.
- (b) Cuando el extremo lejano de una viga es rotulado, debe multiplicarse $(EI/L)_g$ del miembro por 1,5.

Para marcos libres de desplazarse y vigas con diferentes condiciones de borde, debe usarse un largo modificado de viga; L'_g en lugar del largo real, donde:

$$L'_g = L_g (2 - M_F / M_N) \quad (\text{C-A-7-4})$$

M_F es el momento en el extremo lejano de la viga y M_N es el momento en el extremo cercano, obtenidos de un análisis lateral de primer orden del marco. La razón de las dos componentes es positiva si la viga está en doble curvatura. Si la relación M_F/M_N es mayor que 2,0, entonces L_g' es negativo, de lo cual resulta G negativo y debe usarse los nomogramas. Para marcos impedidos de desplazarse lateralmente, los siguientes ajustes para diferentes condiciones en los extremos deben ser realizados

- (a) Cuando el extremo lejano de una viga es fijo, debe multiplicarse $(EI/L)_g$ del miembro por 2/3.
- (b) Cuando el extremo lejano de una viga es rotulado, debe multiplicarse $(EI/L)_g$ del miembro por 0,5.

Ajustes para Vigas Con Cargas Axiales Significativas. Para ambas condiciones de desplazamiento lateral, multiplicar $(EI/L)_g$ por el factor $(1 - Q/Q_{cr})$, donde Q es la carga axial en la viga y Q_{cr} es la carga de padeo en el plano de la viga basado en $K = 1,0$.

Ajustes para Columnas Inelásticas. Para ambas condiciones de desplazamiento lateral, reemplazar $(E_c I_c)$ por $\tau_b(E_c I_c)$ para todas las columnas en la expresión para G_A y G_B .

Ajustes por Flexibilidad en las Conexiones. Una hipótesis importante en el desarrollo de los nomogramas es que todas las conexiones viga-columna deben ser completamente restringidas (conexiones FR). Tal como se mostró anteriormente cuando el extremo lejano de una viga no tiene una conexión tipo FR, de acuerdo con lo supuesto, es necesario realizar ajustes para aplicar los nomogramas. Cuando una conexión viga-columna es del tipo de corte solamente-esto es, no transmite momento-entonces esa viga no participa en la restricción de la columna y no puede ser considerada en el término $\Sigma(EI/L)_g$ de la ecuación para G . Solo las conexiones del tipo FR pueden ser usadas directamente en la determinación de G . Conexiones parcialmente restringidas (del tipo PR) en las cuales se disponga de curvas momento-rotación documentadas podrán ser usadas, pero el $\Sigma(EI/L)_g$ de cada viga deberá ser ajustado para tomar en cuenta la flexibilidad de la conexión. El ASCE Task Committee on Effective Length (ASCE, 1997) presenta una detallada discusión de la estabilidad de marcos con conexiones del tipo PR.

Sistemas Mixtos

Cuando se usa sistemas mixtos, todos los sistemas deben ser incluidos en el análisis estructural. Debe tenerse presente las variaciones en la rigidez inherente a los muros de concreto o albañilería según sea el grado de agrietamiento posible. Esto se aplica tanto a las combinaciones de cargas de los estados límites de servicio como a las combinaciones de carga aplicable a los estados límites resistentes. Es prudente que el ingeniero estructural considere un rango de rigideces posibles, así como los efectos de retracción, creep, e historia de carga que dejen cubiertos posibles comportamientos y permita dotar de resistencia suficiente a todos los elementos de conexión entre sistemas. A continuación en el análisis, la resistencia disponible de los miembros en compresión en marcos rígidos debe ser tratada con las longitudes efectivas calculadas como es requerido para los sistemas de marcos rígidos; otros miembros en compresión deben ser tratados empleando $K = 1,0$.

Columnas de Apoyo y Distribución de los Efectos de Inestabilidad por Desplazamientos Laterales

Las columnas en los sistemas de marcos gravitacionales pueden ser diseñadas como doblemente rotuladas con $K=1,0$. Sin embargo, el efecto desestabilizante (efecto $P-\Delta$) de las cargas gravitacionales en todas las columnas y la transferencia de las cargas desde estas columnas al sistema resistente a cargas laterales, debe ser tomado en cuenta para el diseño del sistema resistente a cargas laterales.

Es importante reconocer que la inestabilidad por desplazamiento lateral en un edificio es un fenómeno del entrepiso que involucra la suma de las resistencias al desplazamiento lateral de cada columna del entrepiso y la suma factorizada de las cargas gravitacionales de ese entrepiso. No ha de ocurrir que una columna aislada pueda pandear por desplazamiento lateral sin que todas las columnas de ese entrepiso también pandeen.

Si cada columna en un entrepiso de un marco rígido y cada columna es diseñada para soportar su propia carga axial, P , y su momento $P-\Delta$, de manera que la contribución de cada columna a la rigidez lateral, o a la carga de pandeo del piso, es proporcional a la carga axial soportada por la columna, entonces todas las columnas pandearán simultáneamente. Bajo esta condición idealizada, no se produce interacción entre las columnas del entrepiso; la inestabilidad de la columna por desplazamiento lateral y la inestabilidad del marco ocurren simultáneamente. Sin embargo, los sistemas típicos de marcos no reúnen estas condiciones idealizadas, y los sistemas reales redistribuyen los efectos $P-\Delta$ del entrepiso a los elementos resistentes a cargas laterales de aquel piso en proporción a sus rigideces individuales. La redistribución puede ser alcanzada con componentes como diafragmas de piso o enrejados horizontales.

En un edificio que contiene columnas que contribuyen poco o nada a la rigidez al desplazamiento lateral del entrepiso, tales columnas serán denominadas columnas colgadas o estáticas y se pueden diseñar usando $K=1,0$, pero los elementos resistentes a cargas laterales de ese entrepiso deben ser diseñadas para soportar los momentos desestabilizantes $P-\Delta$, producto de las cargas axiales de estas columnas colgadas. La redistribución de los efectos $P-\Delta$ entre las columnas debe ser considerado en la determinación de K y F_e para todas las columnas en el entrepiso en el diseño de los marcos rígidos. El factor K apropiado para el cálculo de P_c en marcos rígidos que considera estos efectos se denomina de aquí en adelante por el símbolo K_2 .

Longitud efectiva para la estabilidad de entrepisos

Se reconocen dos métodos para evaluar la estabilidad del entrepiso: el Método de la Rigidez de Entrepiso (Le Messurier, 1976, 1977) y el Método de la Carga de Pandeo de EntrePiso (Yura, 1971). Adicionalmente, un enfoque simplificado propuesto por Le Messurier es también discutido.

El factor de longitud efectiva para columnas asociado con el pandeo lateral de entropiso es expresado como K_2 en las discusiones a continuación. El valor de K_2 determinado a partir de la Ecuación C-A-7-5 o de la Ecuación C-A-7-8 puede ser usado directamente en las ecuaciones del Capítulo E. Sin embargo, es importante notar que no es apropiado el uso de esta ecuación cuando se calcula el modo de pandeo del entropiso como la suma de

$\pi^2EI/(KL)^2$. Ademas, nótese que el valor de P_c calculado mediante el uso de K_2 para ambos métodos no puede ser tomado mayor que el valor de P_c determinado por el pandeo con desplazamiento lateral restringido.

Método de la Rígidez de Entrepiso. Para el método de la rigidez de entrepiso, K_2 se define por la ecuación:

$$K_2 = \sqrt{\frac{\Sigma P_r}{(0.85 + 0.15R_L)P_r} \left(\frac{\pi^2 EI}{L^2} \right) \left(\frac{\Delta_H}{\Sigma HL} \right)} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{L^2} \left(\frac{\Delta_H}{1.7HL} \right)} \quad (\text{C-A-7-5})$$

Es posible que ciertas columnas, que tengan solo una pequeña contribución a la resistencia a carga lateral del marco como un todo, tengan un factor K_2 menor que 1,0 basado en el término de la izquierda de la desigualdad. El límite al lado derecho es un valor mínimo de K_2 que considera la interacción entre pandeo con desplazamiento permitido y pandeo con desplazamiento restringido (ASCE Task Committee on Effective Length, 1997; White y Hajjar, 1997a). El término H corresponde a la tensión de corte en la columna considerada, producido por las fuerzas laterales usadas para calcular Δ_H :

La ecuación C-A-7-5 puede ser rescrita para obtener la carga de pandeo de la columna, P_{e2} , como

$$P_{e2} = \left(\frac{\Sigma HL}{\Delta_H} \right) \frac{P_r}{\Sigma P_r} (0.85 + 0.15R_L) \leq 1.7HL / \Delta_H \quad (\text{C-A-7-6})$$

R_L es la razón de carga vertical en las columnas para todas las columnas de apoyo en el entrepiso y el total de carga vertical para todas las columnas del entrepiso:

$$R_L = \frac{\Sigma P_r \text{ columnas de apoyo}}{\Sigma P_r \text{ todas las columnas}} \quad (\text{C-A-7-7})$$

El propósito de R_L es considerar la influencia del efecto $P-\delta$ en la rigidez lateral de las columnas de un entrepiso. ΣP_r en las ecuaciones C-A-7-5 y C-A-7-6 incluye todas las columnas del entrepiso, incluso las columnas de apoyo, y P_r se refiere a la columna bajo consideración. La carga crítica de la columna, P_{e2} , calculada de la ecuación C-A-7-6 puede ser mayor que π^2EI/L^2 , pero no puede ser mayor que el límite mostrado al lado derecho de esta ecuación.

El enfoque de rigidez de entrepiso es la base para el cálculo de B_2 (para efectos $P-\Delta$) en el Anexo 8. En la Ecuación A-8-7 en el Anexo 8, la carga de pandeo de entrepiso es expresada en términos una deriva o razón desplazamiento relativo – altura de entrepiso Δ_H/L del edificio que se obtiene de un análisis de primer orden del edificio sometido a cargas laterales. En el caso de un diseño preliminar, esto puede ser tomado en términos de un valor límite máximo para esta deriva. Esta metodología centra la atención del ingeniero en el requisito fundamental de estabilidad de un marco de edificio, cual es proveer

adecuada rigidez global de piso referida a la carga vertical total, $\alpha \sum P_r$, soportada por el entrepiso. La rigidez elástica de entrepiso expresada en términos de la deriva y la carga total horizontal que actúa en el piso, queda expresada por $\sum H' / (\Delta_H / L)$.

Método de Pandeo de Entrepiso. Para el método de pandeo de piso, el factor K_2 se define por:

$$K_2 = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{L^2} \left(\frac{\sum P_r}{\sum \frac{\pi^2 EI}{(K_{n2} L)^2}} \right)} \geq \sqrt{\frac{5}{8}} K_{n2} \quad (\text{C-A-7-8})$$

donde K_{n2} se define como el valor de K determinado directamente de los nomogramas de la Figura C-A-7-2.

El valor de K_2 calculado de la ecuación anterior puede resultar menor que 1,0. El límite del término de la derecha de esta ecuación es un valor mínimo de K_2 que considera la interacción entre pandeo con desplazamiento lateral permitido y pandeo con desplazamiento lateral restringido (Committee on Effective Length, 1997; White y Hajjar, 1997a; Geschwindner, 1992; AISC-SSRC, 2003). Otros enfoques para la determinación de K_2 pueden ser encontrados en ediciones anteriores de este Comentario y en referencias anteriores.

Alternativamente, la ecuación C-A-7-8 puede ser reformulada para obtener la carga de pandeo de columna P_{e2} como:

$$P_{e2} = \left(\frac{P_r}{\sum P_r} \right) \sum \frac{\pi^2 EI}{(K_{n2} L)^2} \leq 1.6 \frac{\pi^2 EI}{(K_{n2} L)^2} \quad (\text{C-A-7-9})$$

$\sum P_r$ en las Ecuaciones C-A-7-8 y C-A-7-9 incluye todas las columnas del entropiso, incluida cualquier columna de apoyo, y P_r se refiere a la columna bajo consideración. La carga de columna, P_{e2} , calculada de la Ecuación C-A-7-9, puede ser mayor que pero no puede ser mayor que el límite del lado derecho de esta ecuación.

Método de LeMessurier. Otra fórmula simple para K_2 (Le Messurier, 1995), basada solo en los momentos en los extremos de la columna se muestra en la siguiente ecuación:

$$K_2 = \left[1 + \left(1 - \frac{M_1}{M_2} \right)^4 \right] \sqrt{1 + \frac{5}{6} \frac{\sum P_r \text{ columnas de apoyo}}{\sum P_r \text{ columnas no estáticas}}} \quad (\text{C-A-7-10})$$

En esta ecuación, M_1 es el menor momento en el extremo de la columna y M_2 es el mayor momento extremo de la columna. Estos momentos se determinan mediante un análisis

de primer orden del marco sometido a cargas laterales. La inelasticidad de la columna es considerada en la derivación de la ecuación. El error del lado inseguro que se puede cometer en la determinación P_n , usando la ecuación anterior es inferior al 3%, mientras sea satisfecha la siguiente desigualdad:

$$\left(\frac{\sum P_y \text{ columnas no estáticas}}{\Sigma H L / \Delta_H} \right) \left(\frac{\sum P_r \text{ todas las columnas}}{\sum P_r \text{ columnas no estáticas}} \right) \leq 0.45 \quad (\text{C-A-7-11})$$

Algunas Conclusiones Relativas a K

El diseño de columnas usando factores K puede ser tedioso y confuso para estructuras de edificios complejas que contengan columnas de apoyo y/o sistemas de marcos mixtos, particularmente donde inelasticidad en las columnas sea considerada. Esta confusión puede ser evitada si se usa el método de análisis directo del Capítulo C, donde P_c está basado siempre en $K = 1.0$. Además, el método de análisis de primer orden del Anexo 7.3 está basado en el método de análisis directo, y por lo tanto usa $K = 1.0$ en la determinación de P_c . Adicionalmente, bajo ciertas circunstancias donde $\Delta_{2\text{do orden}}/\Delta_{1\text{er orden}}$ o B_2 sea suficientemente bajo, $K = 1.0$ puede ser considerado en el método de longitud efectiva según se especifica en el Anexo Sección 7.2.3(b).

Comparación del Método de Longitud Efectiva y del Método de Análisis Directo

La Figura C-C2.5(a) muestra un gráfico de la ecuación de interacción en el plano para el método de longitud efectiva, donde el punto ancla en el eje vertical, P_{nKL} , es determinado usando una longitud efectiva de pandeo. También se muestra en este gráfico la misma ecuación de interacción con el primer término basado en la carga de fluencia, P_y . Para miembros de perfil W, esta ecuación de interacción viga-columna en el plano es una estimación razonable del estado de fuerzas internas asociadas a la plastificación completa de la sección transversal.

La respuesta P versus M de un miembro típico, obtenida de un análisis de segundo orden con propagación de plasticidad y catalogado como “respuesta real”, indica la máxima fuerza axial, P_r , que el miembro puede soportar antes del comienzo de la inestabilidad. También se muestra la respuesta carga-deformación de un análisis elástico de segundo orden usando la geometría nominal y la rigidez elástica, como se hace en el método de la longitud efectiva. La curva de “respuesta real” tiene momentos mayores que la curva elástica de segundo orden anterior debido al efecto combinado de fluencia distribuida e imperfecciones geométricas, los cuales no se incluyen en el análisis elástico de segundo orden.

En el método de la longitud efectiva, la intersección de la curva de análisis elástico de segundo orden con la curva de interacción P_{nKL} determina la resistencia del miembro. El gráfico en la Figura C-C2.5 (a) muestra que el método de longitud efectiva está calibrado para entregar una resistencia axial resultante, P_c , consistente con la respuesta real. Para columnas esbeltas, el cálculo de la longitud efectiva KL (y P_{nKL}) es crítica para lograr una solución precisa cuando se usa el método de la longitud efectiva.

Una consecuencia del procedimiento es que éste subestima los momentos internos reales bajo las cargas factoradas (ver Figura C-C2.5(a)). Esto no es consecuente para la evaluación de la resistencia viga-columna en el plano, ya que P_{nKL} reduce la resistencia efectiva en la proporción correcta. Sin embargo, el momento reducido puede afectar el diseño de las vigas y conexiones, las que aportan una restricción rotacional a la columna. Esto es de gran importancia cuando los momentos calculados son pequeños y las cargas axiales altas, de forma tal que los momentos P-Δ inducidos por el desaplomo de la columna pueden ser significativos.

La diferencia importante entre el método de análisis directo y el método de longitud efectivo es que el primero usa una rigidez reducida en el análisis y $K = 1.0$ en la verificación de la resistencia de la viga-columna, mientras el segundo emplea una rigidez nominal en el análisis y K de un análisis de pandeo por deformación lateral en la verificación de la resistencia de la columna. El método de análisis directo puede ser más sensible a la confiabilidad del análisis elástico de segundo orden a partir de que una rigidez reducida incrementa la magnitud de los efectos de segundo orden. Sin embargo, esta diferencia es importante solo para altos niveles de amplificación lateral; y para tales niveles la confiabilidad en el cálculo de K para el método de longitud efectiva también es de considerar.

7.3. MÉTODO DE ANALISIS DE PRIMER ORDEN

Esta Sección entrega un método para el diseño de marcos usando análisis elástico de primer orden con $K=1,0$, siendo satisfechas las limitaciones en el anexo sección 7.3.1. Este método ha sido derivado del método de análisis directo mediante manipulación matemática (Kuchebeker y otros, 2004) por lo que las fuerzas y momentos internos de segundo orden son determinados directamente como parte del análisis de primer orden. Este está basado en una razón de deriva máxima objetivo Δ/L , y suposiciones que incluyen:

- (1) El factor de amplificación por desplazamiento lateral $\Delta_{2^{\circ}\text{orden}}/\Delta_{1^{\circ}\text{er orden}}$ (o B_2) es supuesto igual a 1,5.
- (2) Se supone un desaplomo inicial en la estructura $\Delta_0/L = 1/500$, pero este desaplome inicial no necesita ser considerado en el cálculo de Δ .

El análisis de primer orden se lleva a cabo usando la rigidez nominal (no reducida), y la anterior reducción de rigidez es contabilizada sólo dentro del cálculo de los factores de amplificación. La amplificación por desplazamientos restringidos de momentos en vigas-columnas es tratada dentro del procedimiento especificado en esta Sección aplicando el amplificador B_1 del Anexo Sección 8.2.1 en forma conservadora al total de los momentos en los miembros. En numerosos casos que involucran viga-columnas no sujetas a cargas transversales entre apoyos en el plano de flexión, $B_1 = 1,0$.

La razón de deriva máxima objetivo, correspondiendo a las derivas bajo las combinaciones de carga para el estado límite de resistencia LRFD o 1,6 veces las combinaciones de carga para el estado límite de resistencia ASD, puede ser supuesta al comienzo del diseño para determinar la carga lateral adicional, N_r . Mientras no se exceda la razón de deriva para cualquier nivel de de carga de resistencia, el diseño resultara conservador.

Kuchebeker y sus colaboradores (2004) presentan una forma general del método sugerido. Si se emplea el enfoque anterior, puede mostrarse que para $B_2 \leq 1.5$ y $\tau_b = 1,0$ la

carga lateral adicional que requiere ser aplicada con otras cargas laterales en un análisis de primer orden de la estructura, usando la rigidez nominal (no reducida), puede determinarse como:

$$N_i = \left(\frac{B_2}{1 - 0.2B_2} \right) \frac{\Delta}{L} Y_i \geq \left(\frac{B_2}{1 - 0.2B_2} \right) 0.002Y_i \quad (\text{C-A-7-12})$$

donde estas variables han sido definidas en el Capítulo C, en Anexo 7 y Anexo 8. Nótese que si B_2 (basado en la rigidez sin reducir) se fija en el límite de 1,5 recomendado en el Capítulo C, entonces;

$$N_i = 2,1(\Delta/L)Y_i \geq 0,0042Y_i \quad (\text{C-A-7-13})$$

Esta es la carga lateral adicional requerida en el Anexo Sección 7.3.2. El valor mínimo para N_i de $0,0042Y_i$ está basado en el supuesto de una deriva de primer orden mínima debido efectos cualesquiera de $\Delta/L = 1/500$.

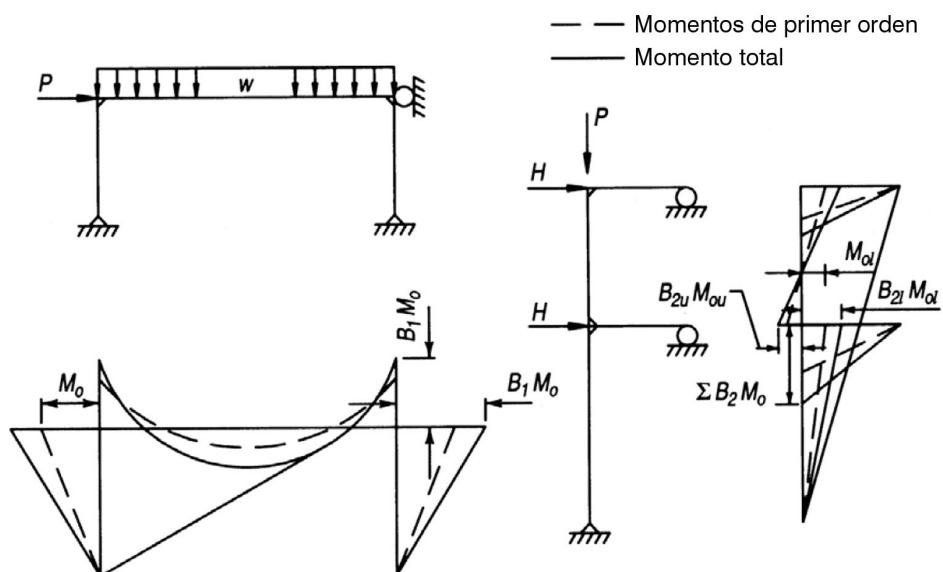
ANEXO 8

ANÁLISIS APROXIMADO DE SEGUNDO ORDEN

La Sección C2.1 (2) establece que se requiere un método de análisis de segundo orden que capture tanto el efecto $P-\delta$ como el efecto $P-\Delta$. Como alternativa un análisis riguroso de segundo orden, se permite la amplificación de las fuerzas y momentos provenientes de un análisis de primer orden mediante el método aproximado de este Anexo. La aproximación principal en esta técnica es que los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$ son evaluados por separado, a través de los factores separados B_2 y B_1 , respectivamente, consideran la influencia de los efectos $P-\delta$ en la respuesta global de la estructura (lo cual a su vez tiene influencia en $P-\Delta$) solo indirectamente, a través del factor R_M . Se recomienda realizar un análisis elástico riguroso de segundo orden para determinar en forma precisa las fuerzas internas cuando B_1 es mayor que 1,2 en miembros que tengan un efecto significativo en la respuesta global.

Este procedimiento emplea un método de análisis de primer orden con factores de amplificación que se aplican a las fuerzas y momentos de primer orden, de esta manera se tiene una estimación de las fuerzas y momentos de segundo orden. En el caso general, un miembro puede tener efectos de cargas de primer orden no necesariamente asociados a desplazamientos laterales los cuales son multiplicados por B_1 y los efectos de cargas asociados a desplazamientos de entrepisos son multiplicados por B_2 . El factor B_1 estima los efectos $P-\delta$ de los momentos que ocurren sin desplazamiento de entrepiso en miembros en compresión. El factor B_2 estima los efectos $P-\Delta$ en las fuerzas y momentos en la totalidad de los miembros. Estos efectos se muestran gráficamente en la Figura C-C2.1 y C-A-8.1.

FIGURA C-A-8.1.
Amplificación de Momentos.



El factor B_2 se aplica solo a las solicitudes internas asociadas a desplazamientos de laterales y su cálculo se aplica a un entrepiso completo. En el caso de marcos de edificios diseñados con un desplazamiento de entropiso limitado a un cierto valor Δ_H/L predeterminado, el factor B_2 puede establecerse antes del diseño de los miembros individuales, imponiendo este límite en la ecuación A-8-7. Los límites de los desplazamientos relativos pueden establecerse para el diseño de edificios de diferentes categorías, de modo que los efectos secundarios sean mínimos (ATC, 1978; Kanchanalai y Lu, 1979). Sin embargo, imponer un límite a los desplazamientos relativos no es suficiente para despreciar los efectos de estabilidad (Le Messurier, 1977).

Al determinar B_2 y los efectos de segundo orden en el sistema resistente a cargas laterales, es importante que Δ_H incluya no solo el desplazamiento de entropiso en el plano del sistema resistente a cargas laterales, sino también un desplazamiento adicional en el diafragma de piso o de techo o en el sistema de marcos horizontales que pueda aumentar el efecto de volcamiento de las columnas vinculadas al piso o columnas estáticas (leaning columns). Debe considerarse el máximo desplazamiento o el desplazamiento promedio ponderado por las cargas que toman las columnas.

La presente Especificación proporciona una sola ecuación (Ecuación A-8-7) para determinar la resistencia al pandeo elástico de un entropiso; esta fórmula está basada en la rigidez lateral del entropiso determinada a partir de un análisis de primer orden y es aplicable a todos los edificios. En AISC 2005 *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 2005a) se ofrece una segunda formula (Ecuación C2-6 en aquella edición), basada en la resistencia al pandeo lateral de columnas individuales, siendo aplicable solo en edificios en los cuales la rigidez lateral es provista enteramente por marcos rígidos. Dicha ecuación es:

$$\Sigma P_{e2} = \sum \frac{\pi^2 EI}{(K_2 L)^2} \quad (\text{C-A-8-1})$$

donde

ΣP_{e2} = resistencia al pandeo elástico en el entropiso, T (N)

L = altura de entropiso, cm

K_2 = factor de largo efectivo en el plano de flexión, calculado mediante un análisis a pandeo que supone que hay desplazamiento lateral.

Esta ecuación para la resistencia al pandeo elástico en el entropiso fue eliminada de la Especificación 2010, por su limitada aplicabilidad, la dificultad involucrada en determinar K_2 correctamente, y la mayor facilidad en la aplicación de la formula basada en la rigidez del entropiso. Adicionalmente, con la eliminación de esta ecuación, el símbolo ΣP_{e2} fue cambiado a $P_{e\text{entrepiso}}$ pues la resistencia al pandeo en el entropiso no es la suma de las resistencias de las columnas individuales, lo que estaba implícito en el anterior símbolo.

Las fuerzas y momentos de primer orden en los miembros de estructuras restringidas al desplazamiento lateral son simbolizadas como P_{nt} y M_{nt} ; los efectos de primer orden para traslación lateral son llamados P_{ht} y M_{ht} . Para estructuras donde las cargas gravitacionales

causen un desplazamiento lateral despreciable, P_{nt} y M_{nt} son los efectos por carga lateral y P_h y M_h son los efectos por cargas laterales. En el caso general, P_{nt} y M_{nt} son los resultados de un análisis con la estructura restringida para desplazarse lateralmente; P_h y M_h surgen de un análisis donde las reacciones laterales del análisis anterior (donde se encuentran P_{nt} y M_{nt}) son aplicadas como cargas laterales. La suma algebraica de los dos grupos de fuerzas y momentos tras la aplicación de los factores B_1 y B_2 según se especifica en las Ecuaciones A-8-1 y A-8-2 entregan valores razonablemente confiables de las fuerzas y momentos de segundo orden.

El multiplicador B_2 es aplicable a las fuerzas y momentos P_h y M_h en todos los miembros (lo que incluye vigas, columnas, riostras diagonales y muros de corte) que participan en la carga lateral resistente. P_h y M_h serán cero en los miembros que no participan en la carga lateral resistente; entonces B_2 no tendrá efecto en ellos. El multiplicador B_1 es aplicable solo en los miembros en compresión.

Si B_2 para alguna dirección particular de translación no varía significativamente para los distintos entrepisos de un edificio, es conveniente usar el máximo valor para todos los entrepisos, lo que origina dos únicos valores de B_2 , uno para cada dirección, para el edificio completo. Donde B_2 varia significativamente entre distintos entrepisos, el multiplicador para las vigas para los entrepisos deberá ser el mayor valor.

Cuando momentos de primer orden en los extremos de columnas son amplificados por los factores B_1 y B_2 , por equilibrio se requiere que estos sean balanceados por los momentos en las vigas a las que se conectan (por ejemplo, ver Figura C-A-8.1). El multiplicador B_2 no genera dificultad alguna en lo relativo a este tópico, pues es aplicado a todos los miembros. El multiplicador B_1 , sin embargo, es aplicado solamente a los miembros en compresión; los momentos internos de segundo orden asociados en los miembros conectados pueden ser considerados mediante la amplificación en aquellos miembros por el valor de B_1 del miembro en compresión (usando el mayor valor de B_1 si existen dos o más miembros en compresión en la conexión). De forma alternativa, la diferencia entre los momentos amplificados (considerando solo B_1) y los momentos de primer orden en el miembro (o miembros) en compresión en una conexión dada deben ser distribuidos a los otros miembros resistentes a momento sujetos al miembro (o miembros) en compresión en proporción a su rigidez relativa a aquellos miembros. A juicio del ingeniero los desbalances menores pueden, ser despreciados. Situaciones complejas pueden ser tratadas de forma más expedita con un análisis de segundo orden riguroso.

En marcos rígidos y marcos arriostrados, P_c es controlada por la esbeltez máxima, independientemente del plano de flexión, si el miembro está sometido a una flexión biaxial significativa, o si las disposiciones de la Sección H1.3 no se utilizan. La Sección H1.3 es un método alternativo para verificar la resistencia de la viga-columna que permite separar la verificación en el plano de la verificación fuera del plano en aquellos miembros en los cuales la flexión en el plano del marco es predominante. Sin embargo P_{e1} expresada mediante la ecuación A-8-5 es siempre calculado usando la esbeltez en el plano de flexión. Así, cuando en una viga-columna, la flexión es solo a respecto del eje más fuerte, esto puede significar el uso de dos esbelteces en los valores amplificados obtenidos del análisis de primer orden y en los cálculos del diseño.

El valor R_M en la ecuación A-8-7 considera la influencia de los efectos P-δ sobre la amplificación al desplazamiento lateral. R_M puede ser tomado como 0.85 siendo una cota inferior para entrepisos que incluyan marcos rígidos (Le Messurier, 1977); $R_M = 1$ si es que no existen marcos rígidos en el entrepiso. La Ecuación A-8-8 puede ser usada para una mayor precisión entre estos dos valores extremos.

Las fuerzas internas de segundo orden obtenidas mediante análisis separados no pueden ser combinadas mediante superposición, debido a que el análisis de segundo orden es un efecto no lineal basado en la totalidad las fuerzas axiales de la estructura; en consecuencia, es necesario realizar un análisis separado para cada una de las combinaciones de cargas consideradas en el diseño. Sin embargo, en el procedimiento de análisis elástico de primer orden del Anexo 8, las fuerzas internas de primer orden, calculadas antes de la amplificación pueden ser sobreimpuestas para determinar las fuerzas internas totales de primer orden.

Coefficiente C_m y Factor K de Longitud Efectiva

Las ecuaciones A-8-3 y A-8-4 se usan para aproximar los momentos máximos de segundo orden en miembros comprimidos sin desplazamiento relativo entre sus nudos y sin cargas transversales aplicadas en el tramo del miembro. La Figura C-A-8.2 compara la expresión aproximada para C_m dada por la ecuación A-8-4 con la solución teórica exacta para vigas-columnas sometidas a momentos en sus extremos (Chen y Lui, 1987). Esta figura muestra los valores aproximados y analíticos de C_m en función de la razón entre los momentos en los extremos M_1/M_2 para algunos niveles de P/P_e ($P_e = P_{e1}$ con $K=1$). La figura C-A-8.3 muestra las soluciones analíticas y aproximadas correspondientes para el momento elástico máximo de segundo orden en el miembro, M_r , versus el nivel de carga axial, P/P_e , para varios valores de la relación de momentos en los extremos, M_1/M_2 .

Para vigas-columnas con cargas transversales, el momento de segundo orden puede ser aproximado para miembros simplemente apoyados por

$$C_m = 1 + \Psi \left(\frac{\alpha P_r}{P_{e1}} \right) \quad (\text{C-A-8-2})$$

donde

$$\Psi = \frac{\pi^2 \delta_o EI}{M_o L^2} - 1$$

δ_o = deformación máxima debida a carga transversal, m (mm)

M_o = momento de primer orden máximo en el miembro debido a carga transversal T-m (N-mm)

α = 1,0 (LRFD) o 1,6 (ASD)

Para extremos restringidos, en la Tabla C-A-8.1 se presenta algunos casos límites junto a dos casos de vigas-columnas simplemente apoyadas (Iwankiw, 1984).

Estos valores de C_m son siempre aplicados con el momento máximo del miembro. Para el caso de extremos restringidos, los valores de B1 son más precisos si en el cálculo de P_{e1} se utiliza $K < 1,0$, correspondiente a las condiciones en los extremos de los miembros, son usadas en calcular P_{e1} .

FIGURA C-A-8.2.
Factor C_m para momentos equivalentes de viga-columnas solicitadas a momentos aplicados en los extremos.

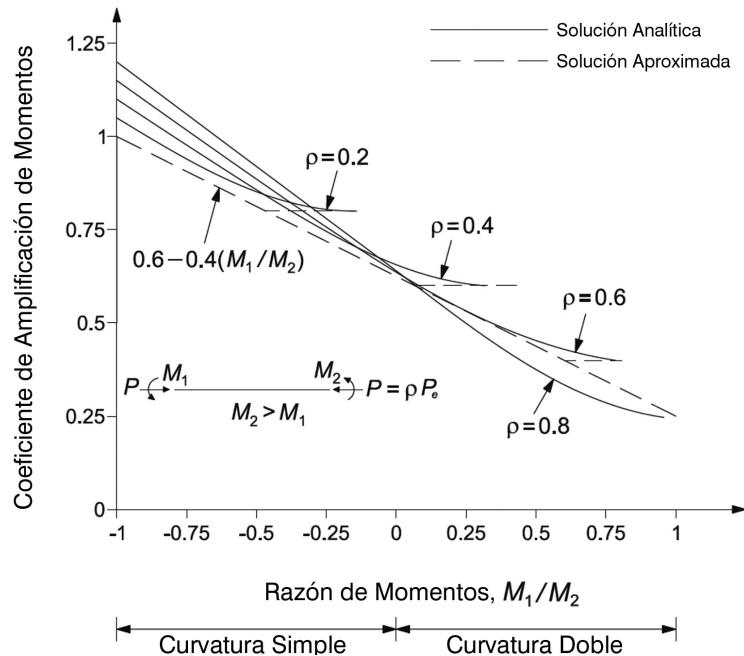
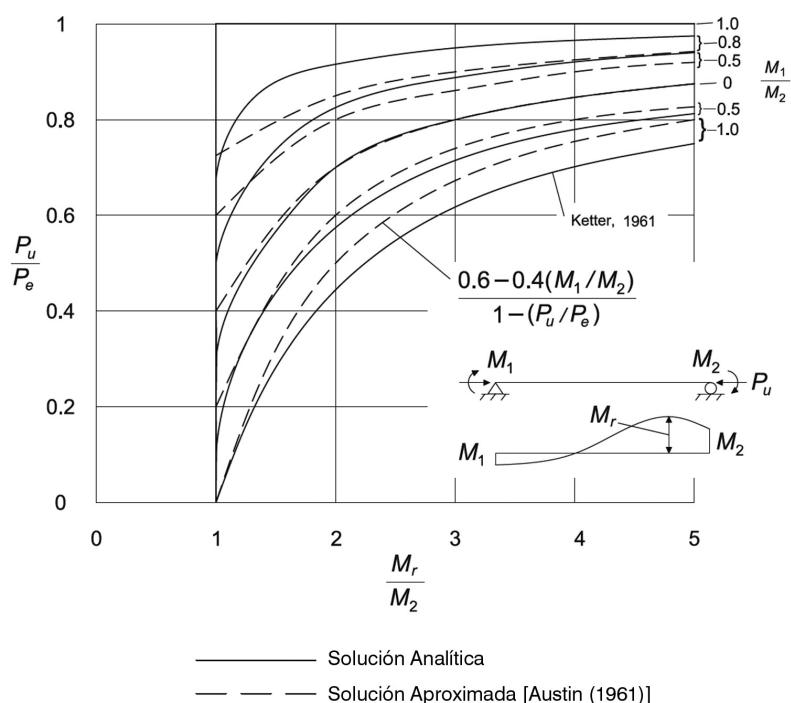


FIGURA C-A-8.3.
Momentos de segundo orden máximos, M_r , para vigas-columnas solicitadas a momentos en los extremos.



En lugar de usar las ecuaciones anteriores se aplica conservadoramente $C_m = 1,0$ en todos los miembros cargados transversalmente. Puede demostrarse que el uso de $C_m = 0,85$ para miembros con extremos restringidos, indicado en anteriores especificaciones, puede en ocasiones resultar en una subestimación significativa de los esfuerzos internos. Debido a esto se recomienda el uso de $C_m = 1,0$ como una aproximación simple conservadora para todos los casos de miembros cargados transversalmente.

En el análisis de segundo orden por amplificación de los resultados del análisis de primer orden, el factor de longitud efectiva, K , es empleado en la determinación de la carga crítica de pandeo elástico, P_{el} , para un miembro. Esta carga crítica de pandeo elástico es usada para calcular el correspondiente factor de amplificación B_1 .

B_1 se usa para estimar los efectos $P-\delta$ de marcos sin desplazamiento de entrepiso, M_{nt} en miembros axialmente cargados. K_1 es calculado en el plano de flexión de acuerdo con la hipótesis de nudos sin traslación en los extremos del miembro y es normalmente fijado en 1,0, a menos que un valor menor pueda ser justificado mediante un análisis.

Ya que el análisis por factores de amplificación de primer orden elásticos involucra el cálculo de cargas de pandeo elástico como una medida de la rigidez del marco y de la columna, solo factores K elásticos son apropiados para este uso.

Resumen — Aplicación de los factores B_1 y B_2

Existe un único valor de B_2 para cada entrepiso y cada dirección de desplazamiento lateral del entrepiso, dígase B_{2X} y B_{2Y} para las dos direcciones globales. El factor B_{2X} es aplicable para todas las fuerzas axiales y de corte y a los momentos producidos por la traslación del entrepiso en la dirección global X. Entonces, en el común caso donde las cargas gravitacionales no producen desplazamientos laterales y todas los desplazamientos laterales son resultado de carga lateral en la dirección X, B_{2X} es aplicable para todas las cargas axiales y momentos producidos por las cargas laterales en la dirección global X. De forma similar, B_{2Y} es aplicable en la dirección Y.

Nótese que B_{2X} y B_{2Y} están asociados con los ejes globales X e Y y la dirección de traslación del entrepiso o carga, pero están no tiene relación alguna con la dirección de pandeo de un miembro individual. Entonces, por ejemplo, si la carga lateral o la traslación en la dirección global X causa momentos M_x y M_y sobre los ejes x e y en miembro particular, B_{2X} debe ser aplicado tanto a M_x como a M_y .

Existe un valor separado de B_1 para cada miembro solicitado a compresión y a flexión y en cada dirección de flexión del miembro, dígase B_{1x} y B_{1y} para los ejes del miembro. El factor B_{1x} es aplicable al momento en el eje x del miembro, sin consideración de la carga que causa dicho momento. De forma similar, B_{1y} es aplicable al momento en el eje y del miembro, sin consideración de la carga que cause dicho momento.

TABLA C-A-8.1.
Factores de Amplificación Ψ y C_m

Case	Ψ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$
	-0.3	$1 - 0.3 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$



ASOCIACIÓN
LATINOAMERICANA
DEL ACERO

Benjamín 2944, 5° Piso
Las Condes
Santiago de Chile