

CONCEPTOS BASICOS EN EL DISEÑO DE Puentes

CONCEPTOS BASICOS EN EL DISEÑO DE Puentes



• Ing. Víctor Carol Hernández

1

COMBINACIONES DE CARGA

Table 3.4.1.1—Load Combinations and Load Factors																											
Load Combination	Limit State	DC	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	SH	CR	LL	IM	CE	BR	PL	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
																							EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I	ϕ_p	1.75	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	0.50/1.20	1.70	1.70	—	—	—	—
Strength II	ϕ_p	1.35	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	0.50/1.20	1.70	1.70	—	—	—	—
Strength III	ϕ_p	—	1.00	1.4	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	0.50/1.20	1.70	1.70	—	—	—	—
Strength IV	ϕ_p	—	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	0.50/1.20	1.70	1.70	—	—	—	—
Strength V	ϕ_p	1.35	1.00	0.4	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	0.50/1.20	1.70	1.70	—	—	—	—
Extreme Event I	ϕ_p	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	ϕ_p	0.50	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	ϕ_p	1.00	1.00	1.00	0.3	1.0	1.0	1.00	1.00/1.20	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70
Service II	ϕ_p	1.00	1.30	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	1.00/1.20	1.70	1.70	—	—	—	—
Service III	ϕ_p	1.00	0.80	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	1.00/1.20	1.70	1.70	—	—	—	—
Service IV	ϕ_p	1.00	—	1.00	0.7	1.0	1.00	1.00/1.20	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	
Fatigue I—LL, IM & CE only	ϕ_p	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II—LL, IM & CE only	ϕ_p	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

2

CARGAS TRANSITORIAS

• Cargas transitorias

- BR = fuerza de frenado de los vehiculos

CE = fuerza centrifuga de los vehiculos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión de un vehiculo

CV = fuerza de colisión de una embarcación

EQ = sismo

FR = fricción

IC = carga de hielo

IM = incremento por carga vehicular dinámica
- LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga viva

PL = sobrecarga peatonal

SE = asentamiento

SH = contracción

TG = gradiente de temperatura

TU = temperatura uniforme

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL = viento sobre la sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

3

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS

Sobrecargas Gravitatorias:

- LL = sobrecarga vehicular
- PL = sobrecarga peatonal

SOBRECARGA VEHICULAR LL

EL AUTOMOVIL ES LA CARGA MAS COMUN EN EL PUENTE

EL CAMION ES EL QUE CAUSA LA CARGA CON EL EFECTO MAS CRÍTICO

LA CARGA DE AUTOMOVIL ES DESPRECIABLE CON RESPECTO A LA DEL CAMIÓN SEGÚN AASHTO

4

CONCEPTOS BASICOS EN EL DISEÑO DE Puentes

CARGAS TRANSITORIAS
SOBRECARGAS VIVAS

EFFECTO PRINCIPAL :

- PESO DEL CAMION

OTROS EFECTOS IMPORTANTES:

- IMPACTO
- FUERZA DE FRENADO
- FUERZA CENTRIFUGA
- CAMIONES SIMULTANEOS

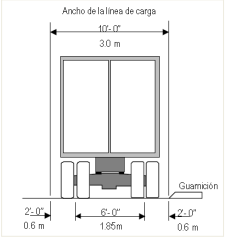



5

CARGAS TRANSITORIAS
SOBRECARGAS VIVAS

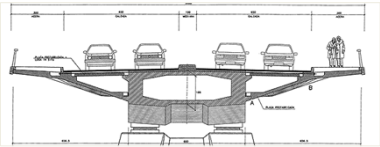
CARRIL DE DISEÑO:

- ANCHO DEL CARRIL EN DONDE SE COLOCARÁ LA SOBRECARGA VIVA: AASHTO LA DEFINE COMO DE 3000 mm



CARRIL DE TRAFICO: (± 3600mm)

- NUMERO DE CARRILES PLANIFICADOS EN EL PUENTE



6

CARGAS TRANSITORIAS
SOBRECARGAS VIVAS

EL VEHICULO ES POSICIONADO EN EL ANCHO DE CARRIL QUE PRODUZCA UN EFECTO EXTREMO

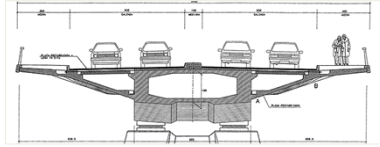


7

CARGAS TRANSITORIAS
SOBRECARGAS VIVAS

El número de carriles de diseño se deberá determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm.

También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada



8

CONCEPTOS BASICOS EN EL DISEÑO DE Puentes

CARGAS TRANSITORIAS
SOBRECARGAS VIVAS

PRESENCIA MÚLTIPLE DE SOBRECARGAS

LA SOLICITACIÓN EXTREMA CORRESPONDIENTE A SOBRECARGA SE DEBERÁ DETERMINAR CONSIDERANDO CADA UNA DE LAS POSIBLES COMBINACIONES DE NÚMERO DE CARRILES CARGADOS, MULTIPLICANDO POR UN FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE CORRESPONDIENTE PARA TOMAR EN CUENTA LA PROBABILIDAD DE QUE LOS CARRILES ESTÉN OCUPADOS SIMULTÁNEAMENTE POR LA TOTALIDAD DE LA SOBRECARGA DE DISEÑO HL93.

Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

- SE DEBERÁN UTILIZAR AL INVESTIGAR EL EFECTO DE UN CARRIL CARGADO,
- SE PODRÁN UTILIZAR AL INVESTIGAR EL EFECTO DE TRES O MÁS CARRILES CARGADOS.

9

CARGAS TRANSITORIAS
SOBRECARGAS VIVAS

PRESENCIA MULTIPLE DE SOBRECARGAS

EJEMPLO PUENTE 1 CARRIL

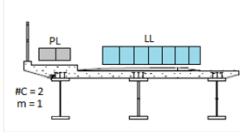
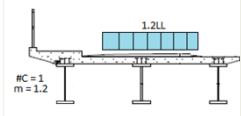


Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

10

CARGAS TRANSITORIAS
SOBRECARGAS VIVAS

PRESENCIA MULTIPLE DE SOBRECARGAS

EJEMPLO PUENTE 2 CARRILES

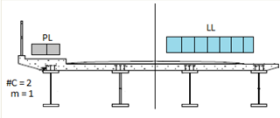
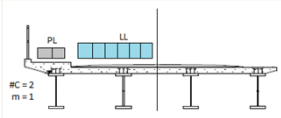
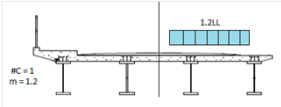


Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

11

CARGAS TRANSITORIAS
SOBRECARGAS VIVAS

PRESENCIA MULTIPLE DE SOBRECARGAS

EJEMPLO PUENTE 3 CARRILES

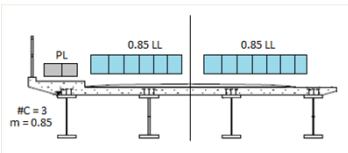
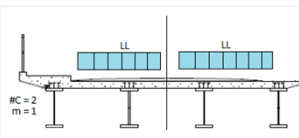
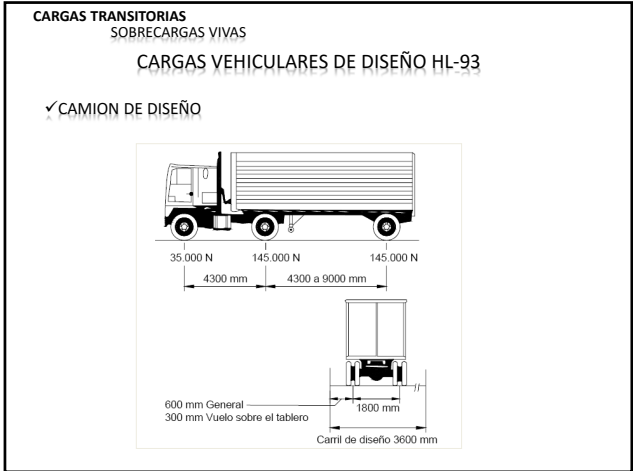


Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (m)

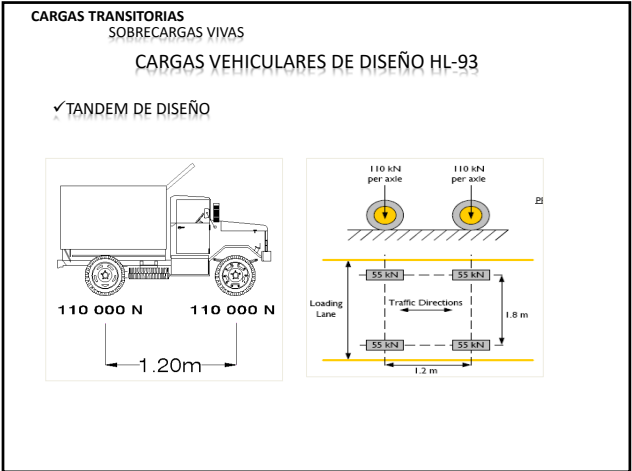
Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

12

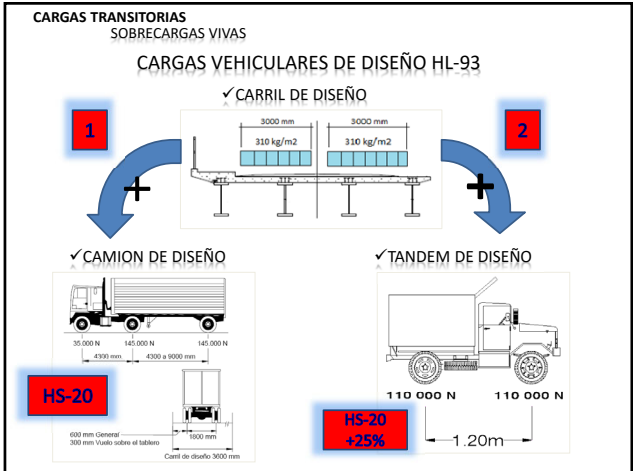
CONCEPTOS BASICOS EN EL DISEÑO DE Puentes



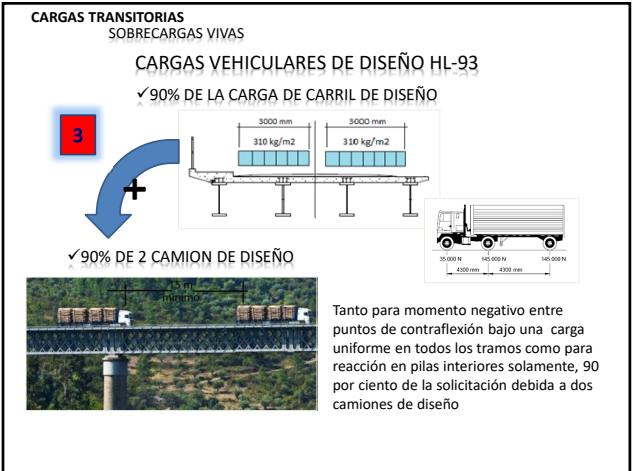
13



14



15



16

CONCEPTOS BASICOS EN EL DISEÑO DE Puentes

CARGAS TRANSITORIAS
SOBRECARGAS VIVAS

CARGAS VEHICULARES DE DISEÑO HL-93

✓ CAMION DE DISEÑO

✓ TANDEM DE DISEÑO

✓ CARRIL DE DISEÑO+
2 CAMIONES

HS-20

HS-20
+25%

LAS CONDICIONES a), b), c), CUBRE LAS SOLICITACIONES DE LOS VEHICULOS DE EXCLUSIÓN.

No se interrumpe la carga del carril para hacer lugar a las secuencias de ejes del tandem de diseño o el camión de diseño

17

CARGAS TRANSITORIAS
SOBRECARGAS VIVAS,

CARGAS SOBRE EL DECK AASHTO CAP 9

•LOSA DE RODAMIENTO: DISEÑO PARA LA DE CAMION O DEL TANDEM, COLOCADAS, DE TAL MANERA QUE PRODUCAN EL EFECTO MAS CRÍTICO

LA CARGA DE CARRIL NO SE DEBE DE TOMAR EN CUENTA PARA EL DISEÑO DE LA LOSA, EXCEPTO EN Puentes TIPO LOSA O EN DONDE LA CARGA TRIBUTE LONGITUDINALMENTE

•LOS 2 CAMIONES NO DEBEN ESTAR JUNTOS EN LA MISMA COMBINACION DE CARGA. POR LO QUE SE DEBE UTILIZAR SOLO UN TIPO DE CAMION EN UNA COMBINACION DETERMINADA.

NO

OK

18

CARGAS TRANSITORIAS
SOBRECARGAS VIVAS

CARGAS VEHICULARES DE DISEÑO HL-93

TABLE 4.2 Load Multipliers for Live Loads				
Live Load Combination	Design Truck	Design Tandem	Design Truck with 15 000-mm Headway ^a	Design Lane
1	1.0			1.0
2		1.0		1.0
3			0.9	0.9

^aThe two design truck and lane combination is for the moment at interior supports only.

19

CARGAS TRANSITORIAS
SOBRECARGAS VIVAS

CARGAS VEHICULARES DE DISEÑO HL-93

VEHICULOS DE EXCLUSION

•VEHICULOS CORTOS DE ACARREO

•MEZCLADORAS DE CONCRETO

•CAMIONES DE RESIDUOS SOLIDOS.

20

5

CONCEPTOS BASICOS EN EL DISEÑO DE PUENTES

CARGAS TRANSITORIAS SOBRECARGAS VIVAS

CARGAS VEHICULARES DE DISEÑO HL-93

AREA DE CONTACTO DE LOS NEUMATICOS

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye de la siguiente manera:

- En superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada, y
- En superficies discontinuas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella, aumentando la presión en función de la relación entre el área de contacto especificada y la real.

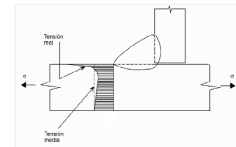
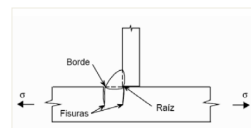
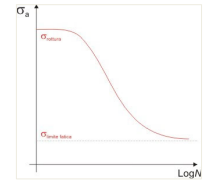


21

CARGAS TRANSITORIAS SOBRECARGAS VIVAS

CARGAS DE FATIGA

- HAY COMPONENTES MUY SENSIBLES A LOS ESFUERZOS REPETITIVOS Y FATIGA
- PARA CARGAS CICLICAS EL ESFUERZO DE FRACTURA ES SIGNIFICATIVAMENTE MENOR AL ESFUERZO NOMINAL DE FLUENCIA.
- LA FATIGA SE RELACIONA CON EL RANGO DE ESFUERZOS QUE PRODUCE LA CARGA VIVA Y EL NUMERO DE CICLOS BAJO CONDICIONES DE SERVICIO.
- EL NUMERO DE CICLOS SE BASA EN ENCUESTAS O EN LA MAGNITUD Y CONFIGURACIÓN



22

CARGAS TRANSITORIAS SOBRECARGAS VIVAS

CARGAS DE FATIGA

La carga de fatiga será un camión de diseño especificado en el Artículo 3.6.1.2.2 o los ejes del mismo, pero con una separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145.000 N.

A la carga de fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica especificado en el Artículo 3.6.2. CONTEOS.

Las combinaciones de carga recomendadas para el análisis de fatiga son: ref AASHTO tabla 3.4.1-1

Fatiga I: 1.5 (LL, IM): Vida a la fatiga Infinita

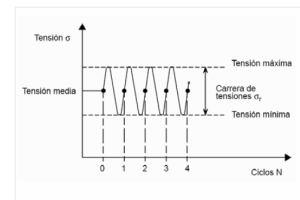
Fatiga II: 0.75 (LL, IM): Vida a la fatiga finita

Factor de Carga dinámica IM= 0.15 (estado límite de fatiga)

23

ETAPAS DE LA FATIGA INDUCIDA

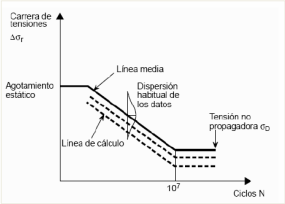
- Etapa 1: Iniciación
- Son deformaciones superficiales por "altos" esfuerzos alternados a tensión que producen deformaciones plásticas en los granos de la superficie, que producen escalones que se oxidan inmediatamente.
- La repetición de este ciclo de deformación y oxidación forma protuberancias o entrantes en la superficie que produce concentraciones de esfuerzos y aparece una microgrieta que se propaga.



24

ETAPAS DE LA FATIGA INDUCIDA

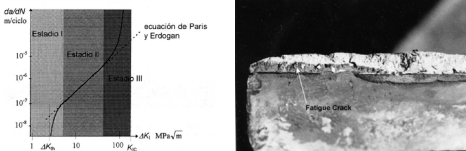
- Etapa 2: Propagación estable
- A medida que crece la grieta, pronto se descubre que su propagación requiere menor trabajo, si se orienta en determinada dirección y su propagación es estable, aunque no produce falla del elemento ya que depende de los ciclos de carga para ir avanzando, lo cual puede tomar varios años en ocurrir.



25

ETAPAS DE LA FATIGA INDUCIDA

- Etapa 3: Propagación acelerada
- Cuando la fisura alcanza un valor crítico, la propagación se convierte en catastrófica y la unión o elemento falla abruptamente.



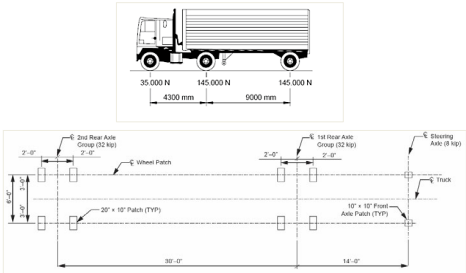
26

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE FATIGA

MAGNITUD Y CONFIGURACIÓN

LA CARGA DE FATIGA: SERÁ EL CAMIÓN DE DISEÑO CON UNA SEPARACIÓN CONSTANTE DE 9000 MM ENTRE LOS EJES DE 145.000 N. A LA CARGA DE FATIGA SE LE DEBERÁ APLICAR EL INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA O DE IMPACTO *IM*



27

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE FATIGA

FRECUENCIA

La frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de **camiones** en un único carril (*ADTT_{SL}*). Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, En ausencia de información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se tomará como:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT$$

Donde:

ADTT = número de **camiones** por día en una dirección, promediado sobre el periodo de diseño.
ADTT_{SL} = número de **camiones** por día en un único carril, promediado sobre el periodo de diseño
p = valor especificado en la Tabla 3.6.1.4.2-1

28

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE FATIGA

Tabla 3.6.1.4.2-1 – Fracción de tráfico de camiones en un único carril, *p*

Número de carriles disponibles para camiones	<i>p</i>
1	1,00
2	0,85
3 ó más	0,80

Investigaciones realizadas indican que el tráfico medio diario (ADT, *average daily traffic*), incluyendo todos los vehículos, es decir automóviles más camiones, bajo condiciones normales está físicamente limitado a aproximadamente **20.000 vehículos por carril y por día**.

29

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE FATIGA

VALOR LIMITE:
(ADT, average daily traffic) 20.000 vehículos por carril y por día.

Tabla C3.6.1.4.2-1 – Fracción de camiones en el tráfico

Tipo de carretera	Fracción de camiones en el tráfico
Rural interestatal	0,20
Urbana interestatal	0,15
Otras rurales	0,15
Otras urbanas	0,10

En ausencia de datos específicos sobre el tráfico de camiones en la ubicación considerada, para los puentes normales se pueden aplicar los valores de la Tabla anterior.

30

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE FATIGA

Table 3.4.1.3—Load Combinations and Load Factors

Load Combination Limit State	DC	DD	DW	EH	EI	EL	ES	FL	FS	FR	FT	TG	SE	EO	BL	IC	CT	CP	Use One of These at a Time	
																			IM	IM
Fatigue I—LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II—LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Las combinaciones de carga recomendadas para el análisis de fatiga son:

Fatiga I: 1.5 (LL, IM): Vida a la fatiga Infinita

Fatiga II: 0.75 (LL, IM): Vida a la fatiga finita

Factor de Carga dinámica IM= 0.15 (estado límite de fatiga)

31

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE FATIGA

Métodos para la distribución de Cargas para Fatiga

•Métodos Refinados: Si el puente se analiza utilizando algún método refinado, como se especifica en el Artículo A4.6.3, se deberá ubicar un único camión de diseño transversal y longitudinalmente de manera de maximizar el rango de tensiones en el detalle considerado, independientemente de la posición sobre el tablero de los carriles de circulación o de diseño.

•Métodos Aproximados: Si el puente se analiza utilizando una distribución de cargas aproximada, como se especifica en el Artículo A4.6.2, se deberá utilizar el factor de distribución para un carril de circulación.

32

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE FATIGA

MÉTODOS DE DISEÑO APROXIMADOS:

- Para losas se usa el método de franjas y franjas equivalentes
- Toma en cuenta el tipo de puente y el material de la losa
- Si son claros interiores o voladizos
- El tipo y material de vigas principales

MÉTODOS DE ANÁLISIS REFINADOS:

Se puede utilizar cualquier método de análisis que satisfaga los requisitos de equilibrio y compatibilidad y que utilice relaciones tensión-deformación para los materiales propuestos, incluyendo pero no limitados a:

- Métodos clásicos de fuerza y desplazamientos,
- Método de las diferencias finitas,
- Método de los elementos finitos,
- Método de las placas plegadas,
- Método de las fajas finitas,
- Analogía de la grilla,
- Métodos de las series u otros métodos armónicos,
- Métodos basados en la formación de rótulas plásticas, y
- Método de las líneas de fluencia.

33

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE FATIGA

Fatiga inducida por las cargas

La sollicitación a considerar para diseñar a fatiga los detalles de un puente de acero será el rango de tensiones debido a la sobrecarga viva.

Para los elementos que trabajan a flexión que están provistos de conectores de corte en toda su longitud y que tienen un tablero debidamente reforzado, el rango de tensiones debido a la sobrecarga viva se podrá calcular usando la sección compuesta a corto plazo suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo tanto para flexión positiva como para flexión negativa.

34

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE FATIGA

Fatiga inducida por las cargas

Estos requisitos se aplican sólo a los detalles sujetos a una tensión aplicada neta de tracción. En las regiones en las cuales las cargas permanentes no mayoradas producen compresión, la fatiga se deberá considerar solamente si la tensión de compresión es menor que dos veces la máxima tensión de tracción debida a la sobrecarga viva que resulte de la combinación de cargas fatiga.

Table 3.4.1.1—Load Combinations and Load Factors

Load Combination Limit State	DC	DD	DW	EH	EV	ES	LL	IL	CE	PS	PR	PL	LS	WT	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EO	BL	IC	CT	CT'
	SH	LS																							
Fatigue I— LL, IL & CE only		1.50																							
Fatigue II— LL, IL & CE only		0.75																							

35

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE FATIGA

Criterios de diseño

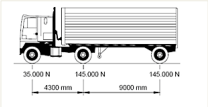
Por consideraciones relacionadas con la fatiga inducida por las cargas, cada detalle deberá satisfacer lo siguiente:

donde:
$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

$$(\Delta F)_n \geq \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH}$$

γ = factor de carga =0.75 , para vida finita y γ = 1.5 para vida infinita

(Δf) = sollicitación, rango de tensiones de la sobrecarga debido al paso de la carga de fatiga.



$(\Delta F)_n$ =Rango de resistencia nominal a la fatiga

36

CONCEPTOS BASICOS EN EL DISEÑO DE Puentes

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS PEATONALES


CARGAS PEATONALES (PL)

Se deberá aplicar una carga peatonal de 360 kg/m² (3,6 x 10⁻³ Mpa) en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de 410 kg/m² (4,1 x 10⁻³ Mpa). Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

Escaleras, rampas, vestíbulos, pasajes de libre acceso al público

400 kg/m²

460 kg / m²



37

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS EN LAS BARRERAS

BARRERAS

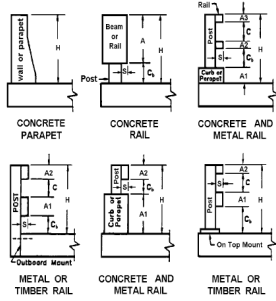


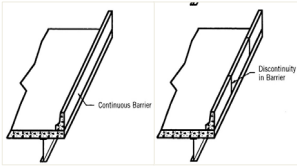
Figure A13.1.1-1—Typical Traffic Railings

38

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS SOBRE LAS BARRERAS

LAS CURVAS O BORDILLOS DE CONCRETO, LOS PARAPETOS Y/O BARRERAS DEBEN SER ESTRUCTURALMENTE CONTINUAS CON EL DECK



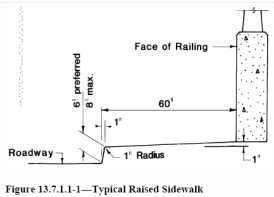


Figure 13.7.1.1-1—Typical Raised Sidewalk

39

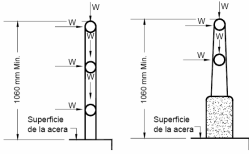
CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS PEATONALES


CARGAS SOBRE LAS BARANDAS PARA USO PEATONAL

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como w = 73 kg/m (0,73 N/mm), tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea.

Además, cada elemento vertical (poste) deberá estar diseñado para una carga concentrada de 89 kg, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.



CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE LOS ELEMENTOS HORIZONTALES DE LAS BARANDAS PARA PEATONES.



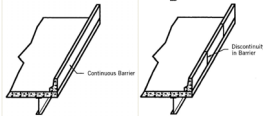
CARGAS DE DISEÑO SOBRE EL POSTE

40

CARGAS TRANSITORIAS

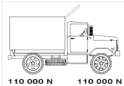
SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS SOBRE EL DECK

CARGAS SOBRE VOLADIZO O SALIENTE



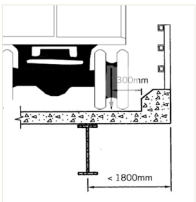
Continuous Barrier

Discontinuity in Barrier

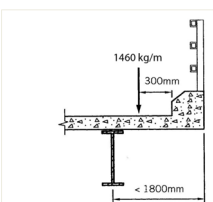


110 000 N 110 000 N

11000 kg (2 llantas) / ancho 7.6m= 1447 kg/m



< 1800mm



1460 kg/m

300mm

< 1800mm

41

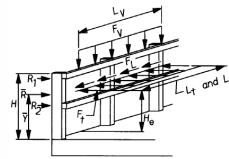
CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS SOBRE LAS BARRERAS

CARGAS SOBRE LAS BARRERAS

Table A13.2.1—Design Forces for Traffic Railings

Design Forces and Designations	Railing Test Levels					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
F_t Transverse (kips)	13.5	27.0	54.0	54.0	124.0	175.0
F_L Longitudinal (kips)	4.5	9.0	18.0	18.0	41.0	58.0
F_v Vertical (kips) Down	4.5	4.5	4.5	18.0	80.0	80.0
L_v and L_t (ft)	4.0	4.0	4.0	3.5	8.0	8.0
L_v (ft)	18.0	18.0	18.0	18.0	40.0	40.0
H_v (mm) (in.)	18.0	20.0	24.0	32.0	42.0	56.0
Minimum H Height of Rail (in.)	27.0	27.0	27.0	32.0	42.0	90.0



L_v
 F_v
 F_t
 L_t and L_L
 H_v
 H
 y
 y_0

EL SISTEMA DE BARRERA DEBE SER CAPAZ DE SOPORTAR LA COLISION DE UN CAMION

Figure A13.2.1—Metal Bridge Railing Design Forces, Vertical Location, and Horizontal Distribution Length

42

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS SOBRE LAS BARRERAS

CARGAS SOBRE LAS BARRERAS

NIVEL DE COMPORTAMIENTO

- **TL-1** – Generalmente aceptable para las zonas de trabajo en las cuales las velocidades permitidas son bajas y para las **calles locales** de muy bajo volumen y baja velocidad;
- **TL-2** – Generalmente aceptable para las zonas de trabajo y la mayor parte de las **calles locales y colectoras** en las cuales las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables; también donde se anticipa la presencia de un **pequeño número de vehículos pesados** y las **velocidades permitidas son reducidas**;
- **TL-3** – Generalmente aceptable para un amplio rango de **carreteras principales de alta velocidad** en las cuales la presencia de **vehículos pesados es muy reducida** y las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables;

43

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS SOBRE LAS BARRERAS

CARGAS SOBRE LAS BARRERAS

NIVEL DE COMPORTAMIENTO

- **TL-4** – Generalmente aceptable para la mayoría de las aplicaciones en **carreteras de alta velocidad**, **autovías**, **autopistas** y **carreteras interestatales** en las cuales el tráfico incluye **camiones y vehículos pesados**;
- **TL-5** – Generalmente aceptable para las **mismas aplicaciones que el TL-4** y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de **grandes camiones** o cuando las condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas; y
- **TL-6** – Generalmente aceptable para aplicaciones en las cuales se anticipa la **presencia de camiones tipo tanque o cisterna** u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.

44

11

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DINAMICAS

CARGAS DE IMPACTO

- El incremento por carga dinámica (*IM*) es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento.

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes:

- El efecto de martilleo, que es la respuesta dinámica del conjunto de la rueda frente a las **discontinuidades de la superficie** de rodamiento, tales como las **juntas** del tablero, **fisuras**, **baches** y desprendimientos ,
- La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan, la cual se puede deber a **ondulaciones del pavimento** de la carretera, tales como las provocadas por el asentamiento del relleno, o a la **excitación resonante** como resultado de la **similitud de frecuencias** de vibración del puente y el vehículo.

45

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE IMPACTO

CARGAS DE IMPACTO

- FACTOR DE AMPLIFICACION DINAMICA (**DLA**) EN VARIOS PAISES

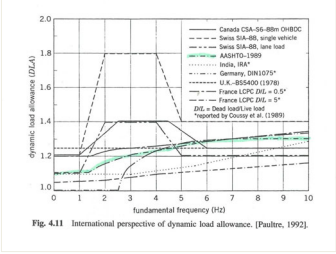


Fig. 4.11 International perspective of dynamic load allowance. (Paultre, 1992).

46

47

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE IMPACTO

EN TÉRMINOS GENERALES, LA AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE LOS CAMIONES SIGUE LAS SIGUIENTES TENDENCIAS GENERALES:

- A medida que aumenta el peso del vehículo disminuye la amplificación aparente.
- Múltiples vehículos producen una menor amplificación dinámica que un único vehículo.
- Un mayor número de ejes provoca una menor amplificación dinámica.

48

CONCEPTOS BASICOS EN EL DISEÑO DE Puentes

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DINAMICAS

CARGAS DE IMPACTO

Incremento por Carga Dinámica, IM

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la tabla , incremento por carga dinámica. El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como:

(1 + IM/100).

El incremento por carga dinámica **NO** se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

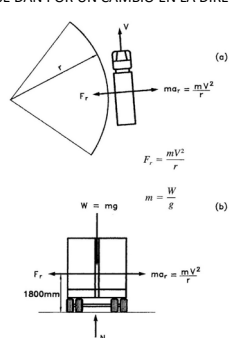
49

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS CENTRIFUGAS

FUERZAS CENTRIFUGAS (CE)

SE DAN POR UN CAMBIO EN LA DIRECCIÓN DEL VECTOR VELOCIDAD.



$$F_c = CW$$
$$C = \frac{4}{3} \frac{v^2}{gR}$$

donde:

v = velocidad de diseño de la carretera (m/s)

g = aceleración de la gravedad: 9,807 (m/s²)

R = radio de curvatura del carril de circulación (m)

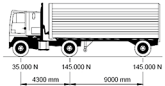
W= Peso del **un solo** Camión o Tándem

F_c = Fuerza centrífuga

50

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS CENTRIFUGAS



$$F_c = CW$$
$$C = \frac{4}{3} \frac{v^2}{gR}$$

POR EJEMPLO:

W= 32500 kg


V= 80 Km/h = 22.2 m/s

g=9.80 m/s²

R= 80 m

C= 0.838

F_c = 27240 kg



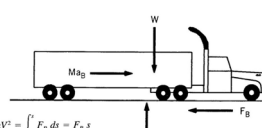
51

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE FRENADO

FUERZAS DE FRENADO (BR)

SE DAN POR UNA DESACELERACIÓN ABRUPTA.



donde:

v = velocidad de diseño de la carretera (m/s)

g = aceleración de la gravedad: 9,807 (m/s²)

s = Distancia de Frenado (m)

W= Peso de los Camiones o Tándem en el puente

F_b = Fuerza de frenado

b= Fracción del peso que participa en la fuerza de frenado

POR EJEMPLO:

V= 90 Km/h = 25 m/s

g=9.80 m/s²

S= 122 m

b = 0.26 ≈ 25 %

Y la fuerza actuará por unos 10 segundos

52

CONCEPTOS BASICOS EN EL DISEÑO DE Puentes

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE FRENADO

FUERZAS DE FRENADO (BR)

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección. Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados

53

CARGAS TRANSITORIAS

SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE COLISIÓN

FUERZAS DE COLISION (CT)

No es necesario considerar los efectos de una colisión, en el caso de estructuras protegidas por:

- Un terraplén;
- Una barrera antichoque estructuralmente independiente, instalada en el terreno y de 1370 mm de altura, ubicada a 3000 mm o menos del componente protegido; o
- Una barrera de 1070 mm de altura ubicada a más de 3000 mm del componente protegido.

SI NO HAY SISTEMA DE PROTECCION, SE DEBE TOMAR EN CUENTA ESTA FUERZA



54

CARGAS TRANSITORIAS


SOBRECARGAS VIVAS, CARGAS DE COLISIÓN

FUERZAS DE COLISION (CT)

No es necesario considerar los efectos de una colisión, en el caso de estructuras protegidas por:

- Un terraplén;
- Una barrera antichoque estructuralmente independiente, instalada en el terreno y de 1370 mm de altura, ubicada a 3000 mm o menos del componente protegido; o
- Una barrera de 1070 mm de altura ubicada a más de 3000 mm del componente protegido.

Los estribos y pilas de puentes ubicados a 9000 mm o menos del borde de la calzada, o a 15.000 mm o menos de la línea de centro de una vía, se deberán diseñar para una fuerza estática equivalente de 180000 kg, la cual se asume actúa en cualquier dirección en un plano horizontal, a una altura de 1200 mm sobre el nivel del terreno.



55

CARGAS TRANSITORIAS

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

B. EN Puentes CRÍTICOS y ante un sismo máximo creíble con un período de retorno de 2500 años (o alternativamente para un sismo con un período de retorno de 1000 años multiplicado por un factor de importancia I=1.25 según tabla 3.1), se protege la vida y se permite una segura evacuación de quienes circulan o están a punto de circular por el puente en el momento del sismo. Adicionalmente, ante sismos con un período de retorno de aproximadamente 1000 años (I=1.0 según tabla 3.1), el puente **debe permitir su uso inmediato para vehículos de emergencia y seguridad** y permitir todo tipo de tráfico en un período máximo de 7 días después del sismo, aunque podría requerir reparaciones mayores para adecuar su estructura, las cuales se harían sin interrumpir de manera total el tráfico de vehículos o personas,

56

CARGAS TRANSITORIAS

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

C. EN PUENTES ESENCIALES y ante sismos con un período de retorno de aproximadamente 1000 años ($I=1.0$ según tabla 3.1), se protege la vida y se permite una segura evacuación de quienes circulan o están a punto de circular por el puente en el momento del sismo.

Adicionalmente, y ante sismos con un período de retorno de aproximadamente 500 años ($I = 0.80$ según tabla 3.1), el puente debe permitir su uso inmediato para vehículos de emergencia y de seguridad y permitir todo tipo de tráfico en un período máximo de 7 días después del sismo, aunque podría requerir reparaciones mayores para adecuar su estructura, las cuales se harían sin interrumpir de manera total el tráfico de vehículos o personas,

57

CARGAS TRANSITORIAS

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

a. EN PUENTES CONVENCIONALES, y ante sismos con un período de retorno de aproximadamente 1000 años ($I=1.0$ según tabla 3.1), se protege la vida de quienes circulan o están a punto de circular por el puente en el momento del sismo, evitando el colapso parcial o total de la estructura y de aquellos componentes no estructurales (rótulos, iluminación, etc.) capaces de causar daño.

El puente debe mantener su integridad estructural durante y después del sismo y permitir una segura evacuación, pero podría sufrir daños graves en su estructura o en sus componentes no estructurales.

58

CARGAS TRANSITORIAS

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

D. EN OTROS PUENTES y ante sismos con un período de retorno de aproximadamente 500 años (o alternativamente para un sismo con un período de retorno de 1000 años multiplicado por un factor de importancia $I = 0.80$ según tabla 3.1), se protege la vida de quienes circulan o están a punto de circular por el puente en el momento del sismo, evitando el colapso parcial o total de la estructura y de aquellos componentes no estructurales (rótulos, iluminación, etc.) capaces de causar daño. El puente debe mantener su integridad estructural durante y después del sismo y permitir una segura evacuación, pero podría sufrir daños graves en su estructura o en sus componentes no estructurales.

59

CARGAS TRANSITORIAS

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

DEMANDA SISMICA

Los procedimientos para el cálculo de la demanda sísmica que se presenta en las especificaciones AASHTO LRFD en su artículo 3.10.2 y en la guía AASHTO LRFD en su artículo 3.4 **se sustituyen** por el procedimiento que se presenta a continuación.

La demanda sísmica en un sitio se debe caracterizar mediante un espectro de respuesta de aceleraciones. El espectro depende de la amenaza sísmica y de las características geotécnicas donde se encuentra emplazado el sitio

60

CARGAS TRANSITORIAS

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

DEMANDA SISMICA

Los procedimientos para el cálculo de la demanda sísmica que se presenta en las especificaciones AASHTO LRFD en su artículo 3.10.2 y en la guía AASHTO LRFD en su artículo 3.4 **se sustituyen** por el procedimiento que se presenta a continuación.

La demanda sísmica en un sitio se debe caracterizar mediante un espectro de respuesta de aceleraciones.

El espectro depende de la amenaza sísmica y de las características geotécnicas donde se encuentra emplazado el sitio.

El parámetro de aceleración pico efectiva, en vez de la aceleración pico, es el parámetro del movimiento del terreno utilizado para designar la sacudida sísmica.

Estos valores representan una sacudida sísmica con una probabilidad de excedencia del siete por ciento en 75 años, lo que equivale a un período de retorno de aproximadamente 1000 años

61

CARGAS TRANSITORIAS

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

TIPOS DE SITIO DE CIMENTACIÓN

TABLA 2.3-1. Clasificación del sitio geotécnico de cimentación con base en la velocidad de onda cortante

Síto geotécnico de cimentación	Perfil estratigráfico	Velocidad de onda cortante promedio ponderada en los 30 m superficiales (V_s)
S_1	Roca	$760 \text{ m/s} < (V_s)$
S_2	Suelo muy denso y roca suave	$360 \text{ m/s} < (V_s) \leq 760 \text{ m/s}$
S_3	Suelo rígido	$180 \text{ m/s} < (V_s) \leq 360 \text{ m/s}$
S_4	Suelo suave	$(V_s) < 180 \text{ m/s}$
S_5	Sitios que requieren de una evaluación específica de la respuesta sísmica según la investigación preliminar	

V_s = velocidad de onda cortante promedio ponderada para los 30 m superiores del perfil de suelo como está definida en el inciso 2.3.2

TABLA 2.3-2. Clasificación del sitio geotécnico de cimentación con base en la resistencia del medio

Síto geotécnico de cimentación	Número de golpes de la prueba SPT, promedio ponderado de los 30 m superficiales (N)	Resistencia al corte no drenada, promedio ponderado de los 30 m superficiales (S_u)
S_2	$50 \leq (N)$	$100 \text{ kPa} < (S_u)$
S_3	$15 \leq (N) < 50$	$50 \text{ kPa} < (S_u) \leq 100 \text{ kPa}$
S_4	$(N) < 15$	$(S_u) \leq 50 \text{ kPa}$
S_5	Cualquier perfil con estratos de turba o suelo altamente orgánico con espesor mayor de 3.0 m, arcilla de plasticidad muy alta (IP>75) con espesor mayor de 7.5 m o arcilla suave o de mediana rigidez con espesor mayor de 30 m	

El sitio S5 que requiere una evaluación de la respuesta dinámica

62

CARGAS TRANSITORIAS

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Figura 2.2. Forma espectral elástica

Periodos de control

$$T_s = \frac{C_v}{2.5 * C_a}$$
$$T_a = 0.2 * T_s$$

Para $T_o \leq T < T_a$ $S_a = \frac{(1.5 * C_a * T)}{T_a - T_o} + C_a$

Para $T_a \leq T < T_s$ $S_a = 2.5 * C_a$

Para $T_s \leq T$ $S_a = \frac{C_v}{T}$

63

CARGAS TRANSITORIAS

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

DEMANDA SISMICA

Figura 2.2. Forma espectral elástica

donde:

S_a = forma espectral de pseudoaceleración expresada como fracción de g.

C_a y C_v = coeficientes sísmicos espectrales, para los periodos corto y largo, respectivamente, especificados en la tabla 2.4-1. Nótese que C_a corresponde a la aceleración pico efectiva expresada como fracción de g.

T = período fundamental de vibración del puente en la dirección considerada (segundos).

T_o = período bajo donde el valor espectral es igual a la aceleración efectiva (= 0.01 segundos).

T_a = período de control en el espectro = $0.2 * T_s$ (en segundos).

T_s = período de control en el espectro = $\frac{C_v}{2.5 * C_a}$ (en segundos).

64

CONCEPTOS BASICOS EN EL DISEÑO DE Puentes

CARGAS TRANSITORIAS

DEMANDA SISMICA

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

TABLA 2.4-1. Coeficientes sísmicos espectrales C_a y C_v

Coeficientes sísmicos espectrales	C_a			C_v		
	Zona de amenaza sísmica			Zona de amenaza sísmica		
Síto de cimentación	II	III	IV	II	III	IV
S_1	0.240	0.360	0.480	0.240	0.360	0.480
S_2	0.278	0.374	0.480	0.374	0.518	0.634
S_3	0.317	0.410	0.490	0.461	0.605	0.730
S_4	0.360	0.367	0.432	0.730	0.922	1.152

Los coeficientes sísmicos espectrales C_a y C_v fueron derivados a partir de los valores presentados en IBC 2009, la guía AASHTO LRFD y otros, los cuales están basados en lo sugerido por Dobry et al. (2000).

Los espectros construidos mediante este procedimiento corresponden a un amortiguamiento del 5% y no incluyen las modificaciones que puede implicar la presencia de una falla en la cercanía del sitio

65

CARGAS TRANSITORIAS

DEMANDA SISMICA

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

Para $T_0 \leq T < T_{a,b}$ $S_a = \frac{(1.8 \cdot C_v)^{0.75} T}{T_0 \cdot T_a} + 1.2 \cdot C_a$

Para $T_{a,b} \leq T < T_{s,b}$ $S_a = 3.0 \cdot C_a$

Para $T_{s,b} \leq T < T_L$ $S_a = 1.5 \cdot \frac{C_v}{T}$

Para $T_L \leq T$ $S_a = 1.5 \cdot \frac{C_v}{T^{0.75}}$

Figura 2.3a. Forma espectral para sitios S_1 , S_2 y S_3 con efectos de falla cercana

66

CARGAS TRANSITORIAS

DEMANDA SISMICA

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

Para $T_0 \leq T < T_{a,b}$ $S_a = \frac{(1.8 \cdot C_v)^{0.75} T}{T_0 \cdot T_a} + 1.2 \cdot C_a$

Para $T_{a,b} \leq T < T_{s,b}$ $S_a = 3.0 \cdot C_a$

Para $T_{s,b} \leq T < T_L$ $S_a = 1.5 \cdot \frac{C_v}{T}$

Para $T_L \leq T$ $S_a = 1.5 \cdot \frac{C_v}{T^{0.75}}$

Figura 2.3b. Forma espectral para sitios S_4 con efectos de falla cercana

67

CARGAS TRANSITORIAS

DEMANDA SISMICA

CARGAS LATERALES, CARGAS DE SISMO

donde:

S_a = forma espectral de pseudoaceleración, expresada como fracción de g.

C_a y C_v = coeficientes sísmicos espectrales, para los periodos corto y largo, respectivamente, especificados en la tabla 2.4-1. Nótese que C_v corresponde a la aceleración pico efectiva expresada como fracción de g.

T = periodo fundamental de vibración del puente en la dirección considerada (segundos).

T_0 = periodo bajo donde el valor espectral es igual a la aceleración efectiva (= 0.01 segundos).

$T_{a,b}$ = periodo de control en el espectro para falla cercana = $0.2 \cdot T_{s,b}$ (segundos).

$T_{s,b}$ = periodo de control en el espectro para falla cercana = $\frac{C_v}{2.0 \cdot C_a}$ (segundos).

T_L = periodo de control en el espectro (segundos).

1.0 segundo, para sitios de cimentación S_1 , S_2 y S_3

$= \exp \left\{ \ln \left[\frac{C_v}{2.0 \cdot C_a} \right] \right\}$ para sitios de cimentación S_4

68