



UNIVERSIDAD
NACIONAL DE
CHIMBORAZO

Unach
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

CARRERA DE
INGENIERÍA CIVIL

PUENTES

Ing. Marcelo David Guerra Valladares, MSc.

Magíster en Ingeniería Civil – Mención Estructuras Sismorresistentes

Especialista Estructural



UNIDAD 2

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA
SUPERESTRUCTURA

Antecedentes



1931

La AASHTO publica la primera norma en USA para el diseño y construcción de puentes



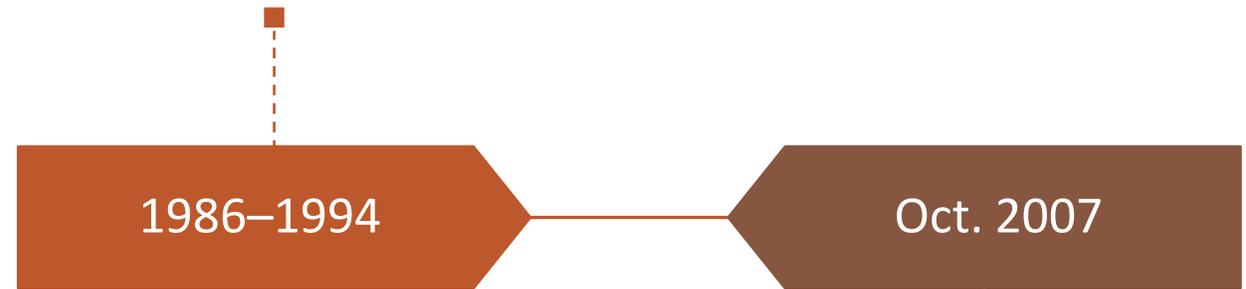
1970-1986

La AASHTO implementa la filosofía de diseño por factores de carga (LFD)

Existe preocupación por parte de la Unión Americana acerca de la demora en el Reglamento AASHTO

Antecedentes

Desarrollo de especificaciones
de estados límite con base
probabilística
Llenado de vacíos e
inconsistencias.
Desarrollo de especificación con
comentarios



Uso obligatorio de la normativa
en USA "AASHTO LRFD Bridge
Design Specifications



Nivel de seguridad en la normativa AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

Seguridad

ASD

No es posible determinar un FS. El valor que se puede determinar es subjetivo (base de la experiencia)

LFD

Factores de carga: Sobrecarga inexactitud de los análisis.

Factores de reducción de resistencia: Definen un nivel de resistencia. Reflejar el grado de ductilidad del elemento y su importancia.

No existía de manera explícita un margen de seguridad

Seguridad

LRFD

Con base en la teoría de confiabilidad se define el nivel de seguridad β (índice de confiabilidad)

Para los diversos tipos y configuraciones de puentes se tiene un $\beta=3.50$

Probabilidad de falla de 0.02%

$\beta < 2.00$ Probabilidad de falla mayor (costos elevados de mantenimiento)

$\beta > 4.50$ (Diseño conservador y costoso)

LRFD Vs. ASD

El principal objetivo de la Especificación LRFD (Load and Resistance Factor Design) es proveer una confiabilidad uniforme a las estructuras bajo varias consideraciones de carga. Esta uniformidad no puede ser obtenida con el método de diseño por esfuerzo permisible (ASD Allowable Stress Design).

El método ASD puede ser representado por la desigualdad:

$$\sum Q_i \leq R_n / FS$$

El lado izquierdo es la suma de los efectos de la carga Q_i (por ejemplo, fuerzas y momentos). El lado derecho es el esfuerzo nominal o resistencia nominal R_n dividida por un factor de seguridad.

LRFD Vs. ASD

ASD, está caracterizado por el uso de cargas de servicio no factoradas en conjunción con un único factor de seguridad aplicado a la resistencia. Debido a la mayor variabilidad y, por lo tanto, impredecibilidad de la carga viva y otras cargas en comparación con la carga muerta, no es posible una uniforme confiabilidad.

LRFD, como su nombre lo implica, usa factores separados para cada carga y para la resistencia. Fue necesario una considerable investigación y experiencia para establecer factores apropiados. Debido a que los diferentes factores reflejan un grado de incertidumbre de diferentes cargas y combinaciones de carga y la exactitud de un esfuerzo predecible, es posible una mayor confiabilidad de este método.

LRFD Vs. ASD

El método LRFD puede ser resumido por la siguiente fórmula:

$$\sum \eta_i * \gamma_i * Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

En el lado izquierdo de la desigualdad, se encuentra el esfuerzo requerido que es la suma de varios estados de carga Q_i multiplicados por sus respectivos factores de carga γ_i . El esfuerzo de diseño, que se encuentra en el lado derecho, es el esfuerzo nominal o resistencia R_n multiplicado por un factor de resistencia ϕ .

Los puentes deberán ser diseñados teniendo en cuenta los Estados Límite que se especificarán, para cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a Inspección, Economía y Estética.

Ventajas de LRFD

Toma en cuenta la variabilidad de resistencia y de carga.

Logra niveles de seguridad bastante uniformes para los diferentes tipos de puentes y estados límites.

Proporciona un método de diseño racional y consistente.

Proporciona consistencia con otras normas de diseño como ACI y AISC.

Desventajas de LRFD

Requiere un cambio en la filosofía de diseño

Requiere un conocimiento básico de la teoría de probabilidad y estadística

Requiere de un número suficiente de datos estadísticos y algoritmos de diseño probabilístico para ajustar los factores de resistencia



Objetivo de Diseño LRFD

De acuerdo a la versión LRFD de las Especificaciones AASHTO, los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límites previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales.

Filosofía LRFD

Cada componente y conexión deberá satisfacer la ecuación 1 para cada estado límite, a menos que otra disposición sea especificada. Para los estados límites de servicio y evento extremo, los factores de resistencia serán tomados como 1.0, excepto para pernos, para los cuales las provisiones del Artículo 6.5.5 de las Especificaciones AASHTO en su versión LRFD serán aplicadas. Todos los estados límites serán considerados de igual importancia.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1)$$

Para corte en hormigón de peso normal: $\Phi=0.90$

Para flexión y tracción en hormigón armado: $\Phi=0.90$

Para flexión y tracción en hormigón presforzado: $\Phi=0.90$

Filosofía LRFD

γ_i = Factor de carga: un factor de multiplicidad basado estadísticamente aplicado a los efectos de fuerza.

Φ = Factor de resistencia: un factor de multiplicidad basado estadísticamente aplicado a la resistencia nominal, como está especificado en las Secciones 5, 6, 7, 8, 10, 11 y 12 de las especificaciones AASHTO en su versión LRFD.

η = Factor propio del diseño de puentes

η_D = Un factor relacionado a la ductilidad según lo especificado en el Artículo 1.3.3 de las Especificaciones AASHTO en su versión LRFD.

η_R = Un factor relacionado a la redundancia según lo especificado en el Artículo 1.3.4 de las Especificaciones AASHTO en su versión LRFD.

η_I = Un factor relacionado a la importancia operativa según lo especificado en el Artículo 1.3.5 de las Especificaciones AASHTO en su versión LRFD.

Filosofía LRFD

Factor η (eta): Contempla el desempeño del puente de manera local y global. Según el efecto modificador, este factor se puede calcular según 2 condiciones:

Para las cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es la apropiada:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Se emplea cuando un aumento de la demanda genera una condición desfavorable en el diseño.

Para las cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es la apropiada:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

Se emplea cuando una disminución de la demanda genera una condición desfavorable en el diseño.

Table 3.4.1-2—Load Factors for Permanent Loads, γ_p

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments		1.25	0.90
<i>DC</i> : Strength IV only		1.50	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL</i> : Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall and Compound Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• MSE wall internal stability soil reinforcement loads			
○ Stiffness Method			
▪ Reinforcement and connection rupture		1.35	N/A
▪ Soil failure – geosynthetics (Service I)		1.20	N/A
○ Coherent Gravity Method		1.35	N/A
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
○ Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
○ All others		1.95	0.90
• Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls		1.00	N/A
<i>ES</i> : Earth Surcharge		1.50	0.75

Variable Load Factors

Load and Limit State	Maximum γ_p	Minimum γ_p
DC – Strength I, II, III, V	1.25	0.90
DC – Strength IV	1.50	0.90
DW	1.50	0.65
EH – Active	1.50	0.90
EH – At Rest	1.35	0.90
EV – Overall Stability	1.00	NA
EV – Retaining Walls & Abutments	1.35	1.00
ES	1.50	0.75
PPC with Refined Losses/Elastic Gains		$\gamma_{LL} = 1.00$
All other PPC		$\gamma_{LL} = 0.80$

Table 3.4.1-3—Load Factors for Permanent Loads Due to Superimposed Deformations, γ_P

Bridge Component	<i>PS</i>	<i>CR, SH</i>
Superstructures—Segmental Concrete Substructures supporting Segmental Superstructures (see 3.12.4, 3.12.5)	1.0	See γ_P for <i>DC</i> , Table 3.4.1-2
Concrete Superstructures—nonsegmental	1.0	1.0
Substructures supporting non-segmental Superstructures		
• using I_g	0.5	0.5
• using $I_{effective}$	1.0	1.0
Steel Substructures	1.0	1.0

Table 3.4.1-4—Load Factors for Live Load for Service III Load Combination, γ_{LL}

Component	γ_{LL}
Prestressed concrete components designed using the refined estimates of time-dependent losses as specified in Article 5.9.5.4 in conjunction with taking advantage of the elastic gain	1.0
All other prestressed concrete components	0.8

Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_R \geq 1,05 \text{ para elementos no redundantes}$$
$$= 1,00 \text{ para niveles convencionales de redundancia}$$
$$\geq 0,95 \text{ para niveles excepcionales de redundancia}$$

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_R = 1,00$$

η_R Redundancia: Evalúa la capacidad local y global de la estructura de redistribuir las fuerzas de forma segura a otros elementos del puente cuando alcanzan su máxima capacidad.

Factores η

Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_D \geq 1,05 \text{ para elementos y conexiones no dúctiles}$$
$$= 1,00 \text{ para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas Especificaciones}$$
$$\geq 0,95 \text{ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas Especificaciones}$$

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_D = 1,00$$

η_D Ductilidad: Evalúa la capacidad local y global de la estructura para deformarse más allá del punto de fluencia sin pérdida aparente de su capacidad para resistir cargas.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_r \geq 1,05$ para puentes importantes

= 1,00 para puentes típicos

$\geq 0,95$ para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites:

$\eta_r = 1,00$

η_I Importancia Operativa: Evalúa la importancia local o global del elemento para producir/evitar un colapso parcial o total. Además, evalúa la importancia del puente y su efecto social al momento de salir de funcionamiento

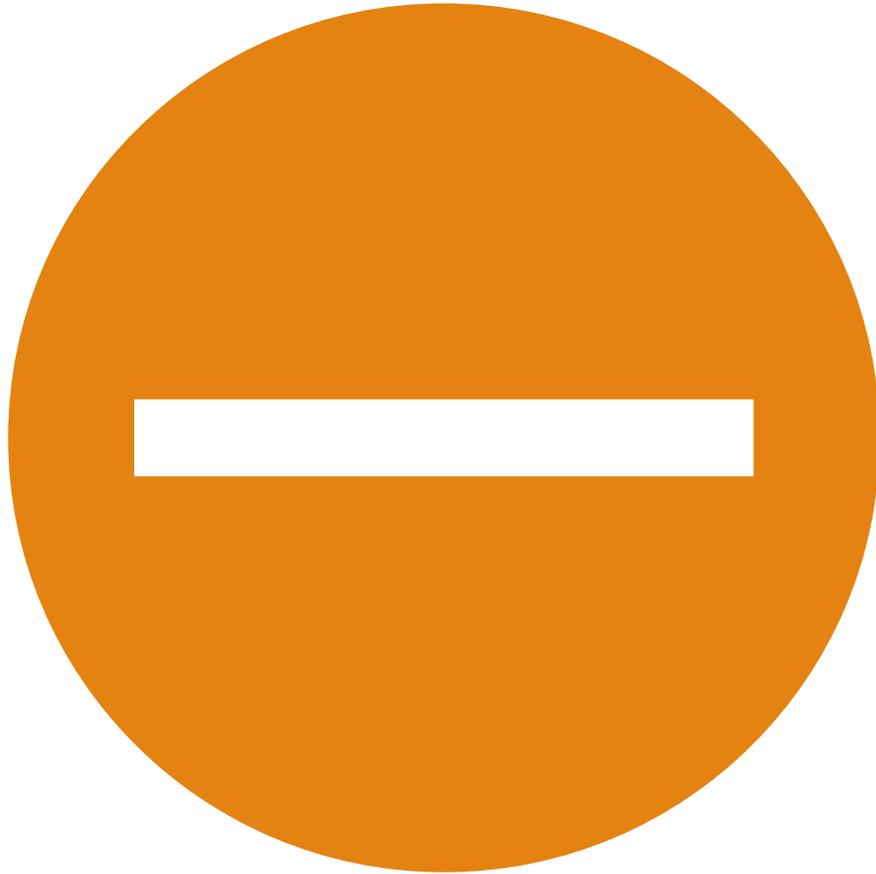
Factores

η

Estados Límite

Los Estados Límites contemplados por las Especificaciones AASHTO LRFD son:

- Estado Límite de Servicio
-
- Estado Límite de Fatiga y Fractura
-
- Estado Límite de Resistencia
-
- Estado Límite de Evento Extremo



Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.

El estado límite de servicio proporciona experiencia segura relacionada a provisiones, los cuales no pueden ser siempre derivados solamente de resistencia o consideraciones estadísticas.

Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de Diseño que ocurre en el número esperado de ciclos correspondientes a ese rango de esfuerzos.

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un juego de requerimientos de tenacidad del material.

El estado límite de fatiga asegura limitar el desarrollo de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la rotura durante la vida de diseño de puentes.

TENACIDAD: Energía total que absorbe un material antes de alcanzar la rotura

Estado Límite de Resistencia

El estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad.

Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones especificadas de carga que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño.

El estado límite de resistencia considera la estabilidad o fluencia de cada elemento estructural. Si se excede la resistencia de cualquier elemento, incluyendo empalmes y conexiones, se asume que se ha excedido la resistencia del puente.

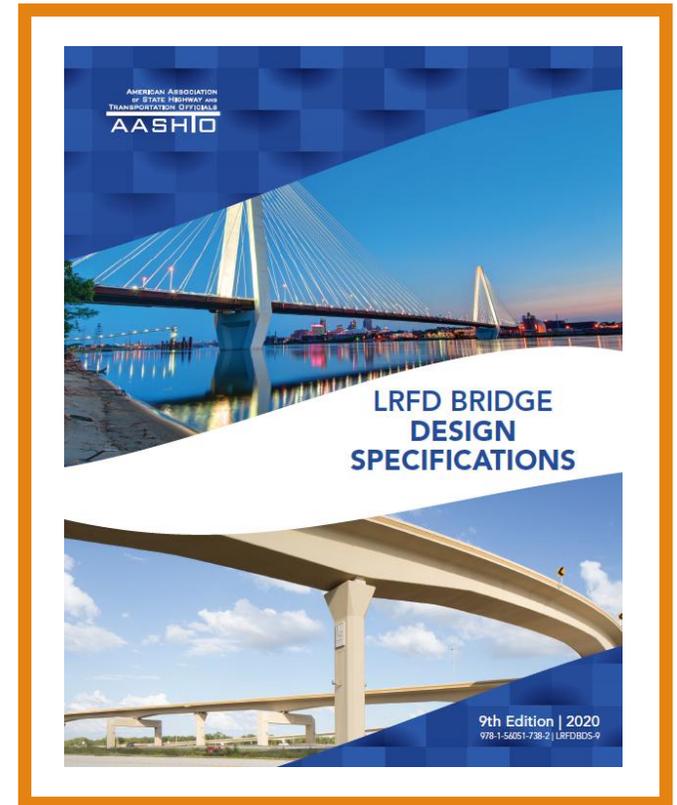
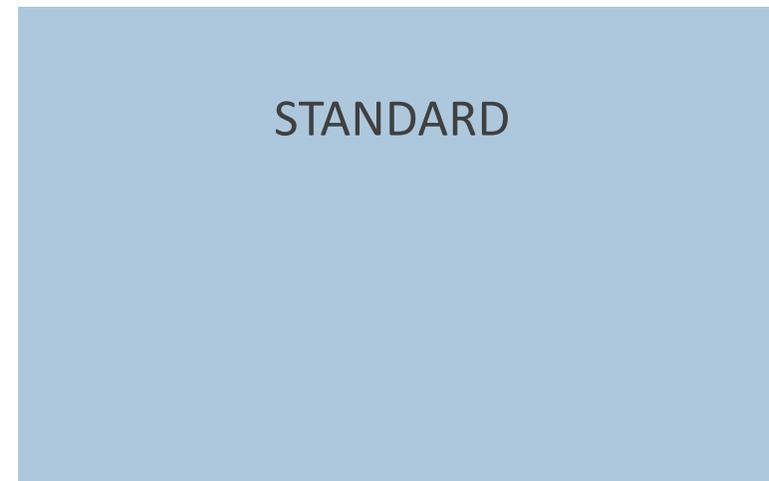
Bajo el estado límite de resistencia podría ocurrir daño estructural y frecuente degradación de los elementos estructurales, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga.

Estado Límite de Evento Extremo

El estado límite de evento extremo será tomado en cuenta para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante un sismo importante o durante inundaciones o cuando es chocado por un buque, vehículos o flujos de hielo, posiblemente ocurridos bajo condiciones muy especiales.

Se considera que el Estado Límite de Evento Extremo ocurrirá una sola vez con un período de retorno que puede ser significativamente más grande que el de la vida de diseño del puente.

Códigos de Diseño



Códigos de Diseño

STANDARD

$$M_u = 1.3[D + 1.67(L+I)]$$

Donde:

M_D {
Peso propio
Peso asfalto

$M_{(L+I)}$ {
Carga viva vehicular: HS
Carga de impacto

LRFD

$$M_u = 1.25 DC + 1.5 DW + 1.75 (LL+IM)$$

DC => Peso propio
DW => Peso asfalto

LL+IM {
Carga viva vehicular: HL
Carga de impacto

Módulo de Elasticidad

STANDARD

5.4.2.4 Módulo de Elasticidad

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ se puede tomar como:

$$E_c = 0,043 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f'_c} \quad [\text{Mpa}] \quad (5.4.2.4-1)$$

donde:

γ_c = densidad del hormigón (kg/m³)

f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa)

LRFD

C5.4.2.4

Ver el comentario sobre resistencia especificada en el Artículo 5.4.2.1.

Para hormigón de resistencia normal con $\gamma_c = 2320$ kg/m³, E_c se puede tomar como:

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} \quad [\text{Mpa}] \quad (\text{C5.4.2.4-1})$$

$$E_c = 15300 \sqrt{f'_c}$$

Son todas aquellas cargas que durante toda la vida útil del puente están presentes sin variar significativamente. A continuación indicamos la denominación de las cargas:

Especificaciones AASTHO Estándar

D = Carga muerta (Contempla el peso propio y el peso de la capa de rodamiento.)

E = Presión de la tierra.

S = Contracción.

R = Fuerza por acortamiento del hormigón.

Especificaciones AASTHO LRFD

CR = Efecto debido al creep.

DD = Fricción negativa (downdrag).

DC = Peso propio de los elementos estructurales y componentes no estructurales.

DW = Peso propio de la capa de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

EH = Empuje horizontal del suelo.

EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo.

ES = Sobrecarga del suelo.

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

PS = Fuerzas secundarias de postensado.

SH = Contracción.

Cargas Permanentes

Cargas Permanentes

A. Permanent Loads

- DC is the dead load of all structural components, as well as any non-structural attachments.
- DW is the dead load of additional nonintegral wearing surfaces, future overlays, and any utilities supported by the bridge.
- EV is the vertical earth pressure from the dead load of earth fill.
- EH is the load due to horizontal earth pressure.
- DD are the loads developed along the vertical sides of a deep-foundation element tending to drag it downward, typically due to consolidation of soft soils underneath embankments reducing its resistance.

Material	Peso Unitario(kg/m ³)
Acero	7850
Agua fresca	1000
salada	1020
Albañilería de piedra	2700
Aleaciones de aluminio	2800
Arcilla blanda	1600
Arena, limo o grava no compactados	1600
Arena, limo, o arcilla compactados	1900
Concreto simple	
Liviano	1760
De arena liviana	1920
Peso Normal con $f'c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$	2320
Peso Normal con $350 < f'c \leq 1050 \text{ kg/cm}^2$	$2240 + 0.23f'c$
Concreto Armado (C3.5.1 AASHTO)	Peso Concreto Simple + 80 kg/m^3
Grava, Macadam o balasto compactados	2240
Hierro fundido	7200
Madera dura	960
Blanda	800
Relleno de ceniza	960
Superficies de rodamiento bituminosas	2240
Material	Peso por unidad de longitud (kg/m)
Rieles de tránsito, durmientes y fijadores de vía	300

Cargas Permanentes (DC, DW y EV)

DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW= Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EV= Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

Cargas Transitorias

De entre todas las cargas transitorias que se desarrollan en un puente, la carga viva vehicular es la más frecuente. Aunque el automóvil es la carga viva vehicular más utilizado en casi todos los puentes, el camión es el que causa los efectos más críticos. Específicamente los esfuerzos que generan los vehículos son insignificantes en comparación con los esfuerzos del camión.

A continuación mencionamos las cargas transitorias que se pueden originar en un puente:

Especificaciones AASTHO Estándar

- L = Carga viva vehicular.
- I = Fracción de carga viva por impacto.
- B = Flotabilidad.
- W = Carga del viento sobre la estructura.
- WL = Carga del viento sobre la carga viva.
- LF = Fuerza longitudinal de la carga viva (Frenado).
- CF = Fuerza centrífuga.
- T = Temperatura.
- EQ = Sismo.
- SF = Presión del flujo.
- ICE = Presión de hielo.

Especificaciones AASTHO LRFD

- BL = Explosiones.
- BR = Fuerza de frenado de los vehículos.
- CE = Fuerza centrífuga de los vehículos.
- CR = Fluencia lenta.
- CT = Fuerza de colisión de un vehículo.
- CV = Fuerza de colisión de una embarcación.
- EQ = Sismo.
- FR = Fricción.
- IC = Carga de hielo.
- IM = Incremento por carga vehicular dinámica (Impacto).
- IL = Carga vehicular.
- LS = Sobrecarga de la carga viva.
- PL = Carga peatonal.
- SE = Asentamiento.
- SH = Contracción.
- TG = Gradiente de temperatura.
- TU = Temperatura uniforme.
- WA = Carga hidráulica y presión del flujo del agua.
- WL = Viento sobre la carga viva vehicular.
- WS = Viento sobre la estructura.

Cargas Transitorias - Tráfico

B. Transient Loads – traffic

- LL is the vertical gravity load due to vehicular traffic.
- PL represents the vertical gravity load due to pedestrian traffic.
- IM represents the dynamic load allowance to amplify LL.
- BR is the horizontal vehicular braking force.
- CE is the horizontal centrifugal force from vehicles on a curved roadway.

Cargas Transitorias - Ambiente

C. Transient Loads – environment

- WA is the pressure due to differential water levels, stream flow, or buoyancy.
- WS is the horizontal and vertical pressure due to wind.
- WL is the horizontal pressure on vehicles due to wind.
- TU is the uniform temperature change.
- TG is the temperature gradient.
- SE is the effect of settlement.
- FR represents the frictional forces on sliding surfaces.

Cargas Transitorias – Evento Extremo

D. Transient Loads – extreme event

- BL represents the intentional or unintentional forces due to blasting.
- EQ represents loads due to earthquake ground motions.
- CT represents horizontal impact loads due to vehicles or trains.
- CV represents horizontal impact loads due to aberrant ships or barges.
- IC is the horizontal static and dynamic force due to ice action.
- SE is the effect of settlement.



Vehículos de Diseño

Es muy importante para un ingeniero estructural en Puentes, dominar el tema de la carga vehicular, ya que la falta de criterios en este tema en particular puede repercutir de una manera desfavorable en el diseño

Camiones de Diseño - Estándar

H20

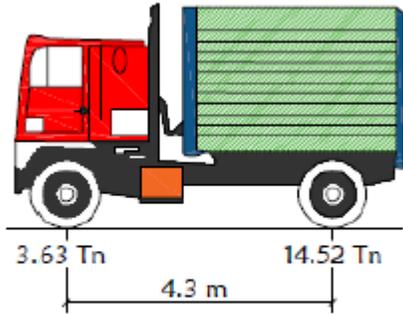


Figura 4.11 – Detalle del camión tipo H.
Fuente: Propia

HS20-44

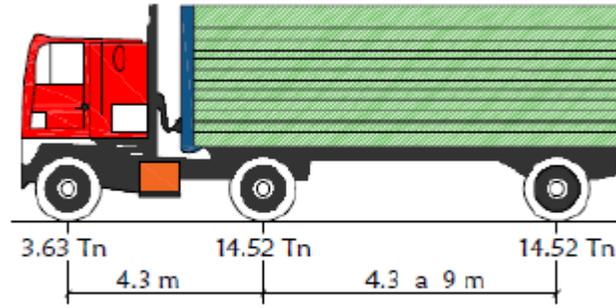


Figura 4.12 – Detalle del camión tipo HS.
Fuente: Propia

AML

Militar

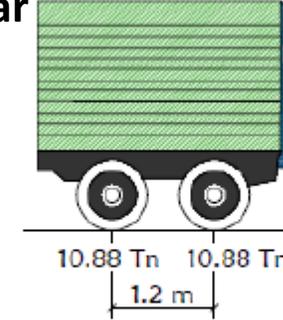


Figura 4.13 – Detalle del camión tipo militar.
Fuente: Propia

Carga Equivalente

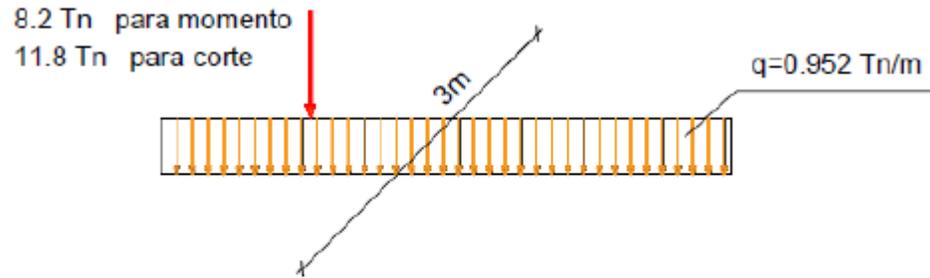


Figura 4.15 – Carga equivalente.
Fuente: Propia

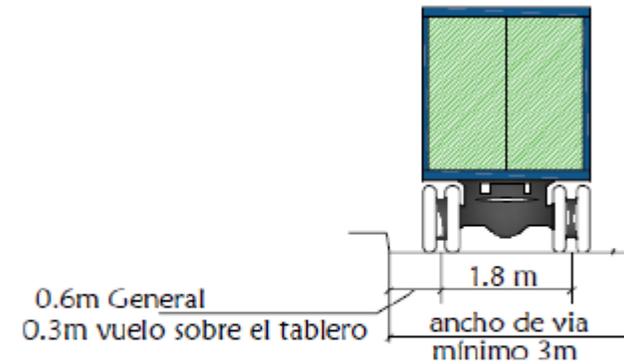


Figura 4.16 – Características transversales.
Fuente: Propia

Camiones de Diseño - LRFD

HL 93K

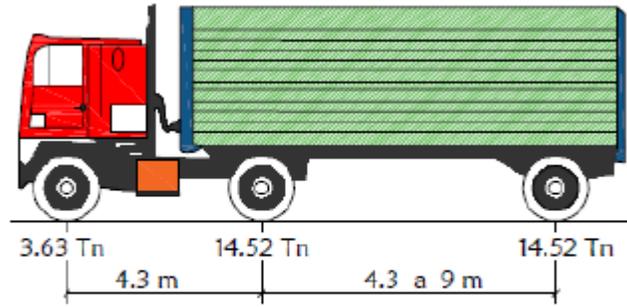


Figura 4.17 – Detalle del camión tipo tridem.
Fuente: Propia

HL 93M

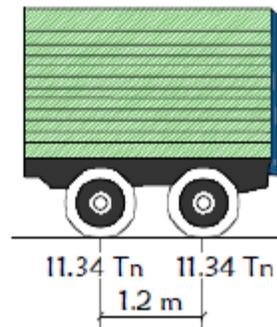


Figura 4.18 – Detalle del camión tipo tandem.
Fuente: Propia

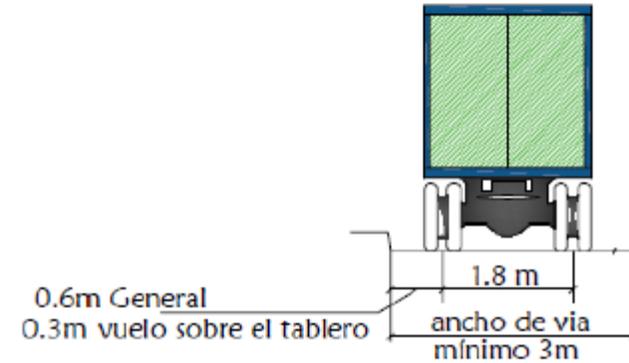


Figura 4.16 – Características transversales.
Fuente: Propia

Carga de Carril de diseño

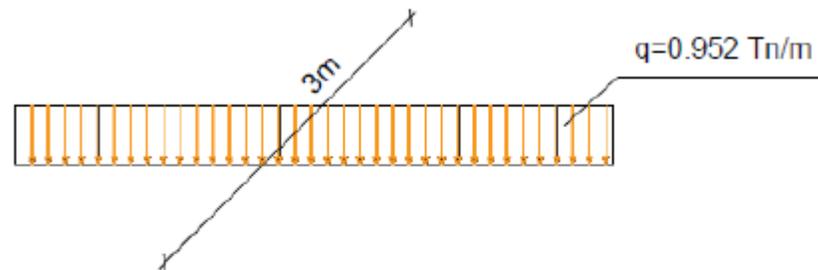


Figura 4.19 – Detalle de la carga de carril.
Fuente: Propia

Camión Especial

Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos como para reacción en pilas interiores, tomar solamente 90% de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90% de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 13.06 Tn de cada camión se deberá tomar como 4.3 m

HL 93S

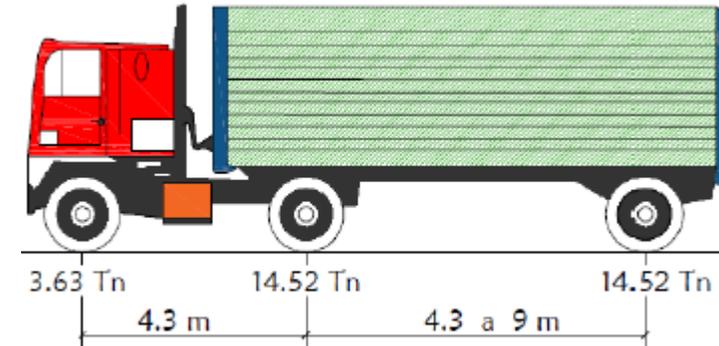


Camión de Diseño



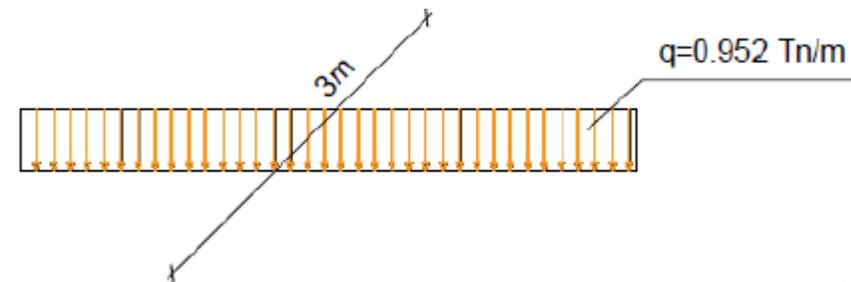
Estándar: HS 20

LRFD: HL 93K = HS 20 + LS



La separación entre los dos ejes de 14.52 Tn se deberá variar entre 4.3 y 9 m para producir las sollicitaciones extremas

En las especificaciones LRFD, indica que se deberá añadir una carga de carril igual a:

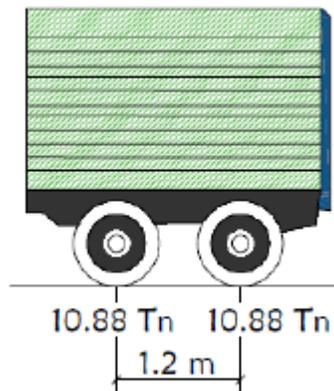


Tándem de Diseño

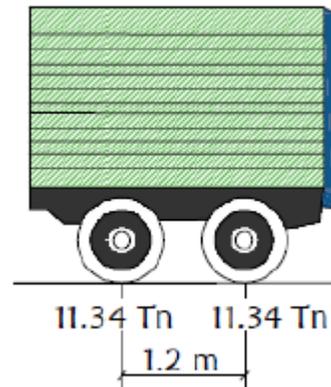


Presenta dos ejes con una separación de 1.2 m, donde ambos ejes tienen la misma carga

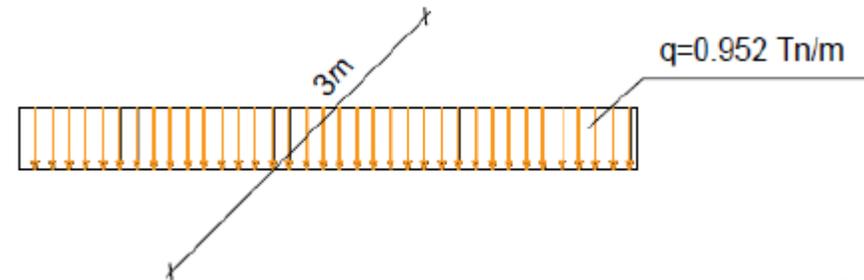
Estándar: Military



LRFD: HL 93M



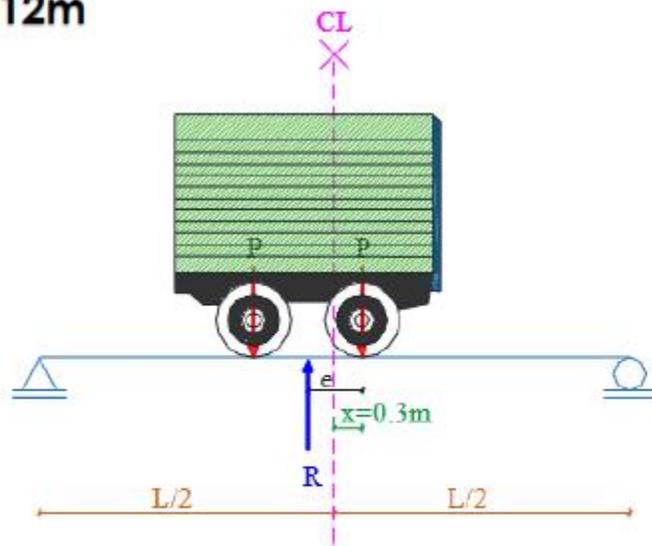
En las especificaciones LRFD, indica que se deberá añadir una carga de carril igual a:



APLICACIÓN DE CARGAS VEHICULARES EN PUENTES DE TRAMO SIMPLE

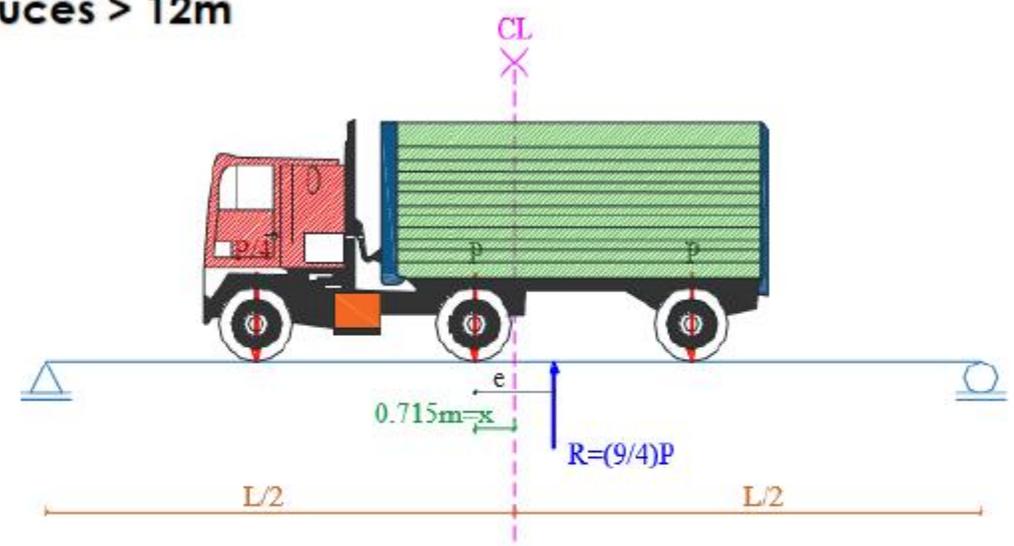
Teorema de Barré

Luces $\leq 12\text{m}$



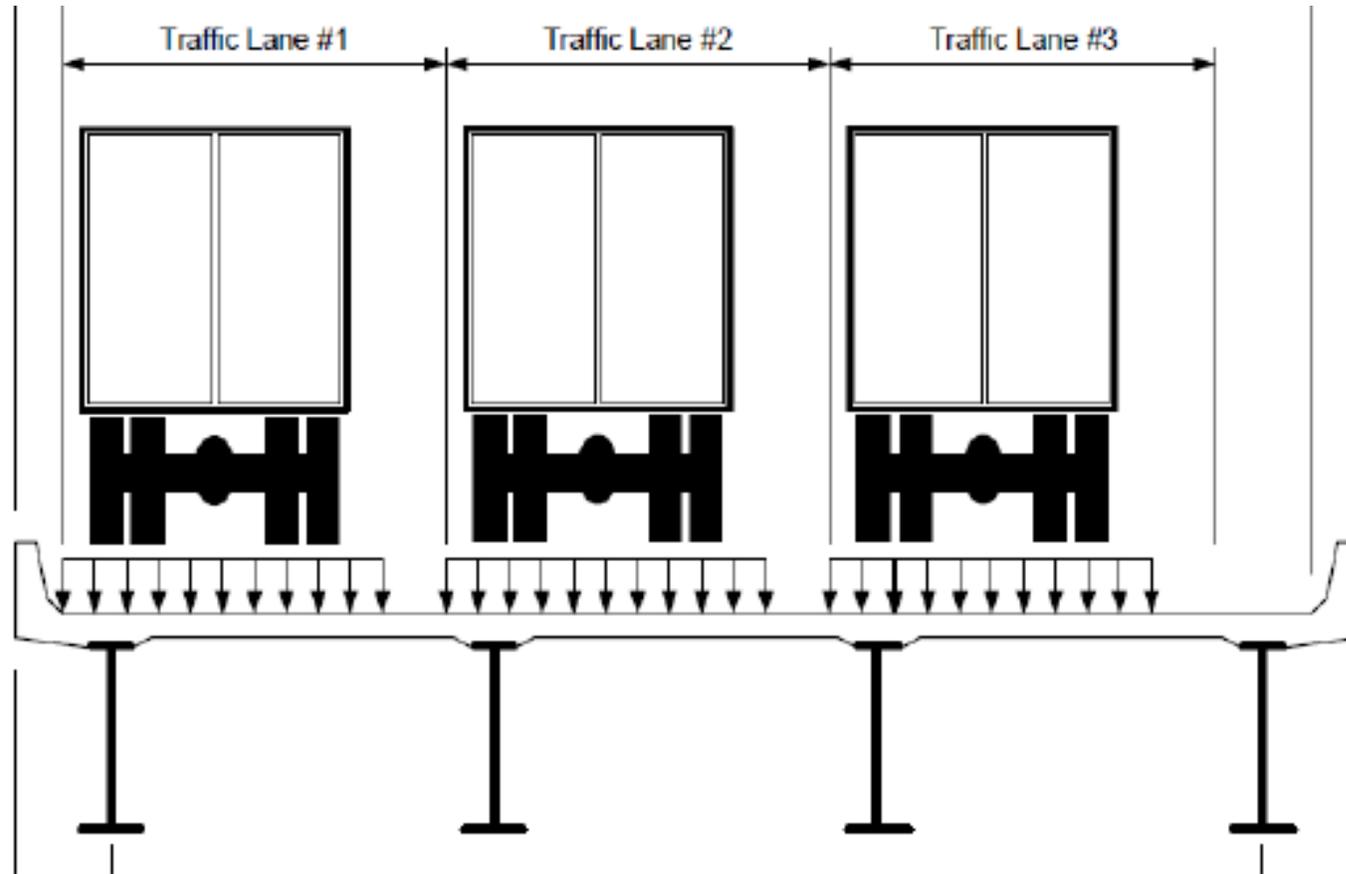
$$M = \frac{R}{L} \left(\frac{L}{2} + x \right)^2 - 1.2P$$

Luces $> 12\text{m}$



$$M = \frac{R}{L} \left(\frac{L}{2} + x \right)^2 - 4.3P$$

Factor de Presencia Múltiple



Factor de Presencia Múltiple

Número de carriles cargados	Factor
1 o 2	1
3	0.9
Para más de 3	0.75

Fuente: (Especificaciones AASHTO ESTÁNDAR, 2002)

Considera la probabilidad que más de un carril soporte simultáneamente la carga de diseño.

Table 3.6.1.1.2-1—Multiple Presence Factors, m

Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

La sollicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple. No es aplicable al estado límite de fatiga.

FACTOR DE INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA (IMPACTO)

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes:

$$I = \frac{15}{L + 38}$$

AASHTO ESTANDAR

L: ANCHO DEL CARRIL DE DISEÑO (m)

Table 3.6.2.1-1—Dynamic Load Allowance, *IM*

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

Representa el impacto dinámico de los vehículos al circular a velocidad sobre el puente.

Sobrecarga peatonal (PL)

Los puentes peatonales se diseñan para una carga peatonal de 440kg/m^2 y no se aplica el incremento por carga dinámica (IM).

Cuando no se impide el ingreso vehicular por medios físicos los puentes peatonales se diseñan también para un vehículo de mantenimiento H5 (para anchos libres de 2.10m hasta 3.05m) o H10 (para anchos libres mayores de 3.05m) considerando el estado límite de Resistencia I. Este camión único no se combina con la carga peatonal y no requieren incluir el incremento por carga dinámica (IM).

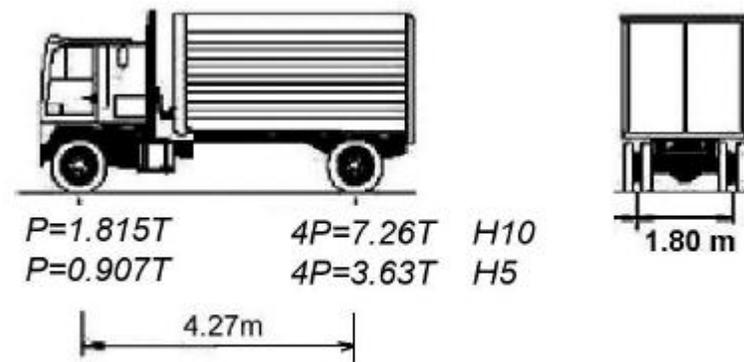


Fig. 2.4 Camiones H10 y H5



Fuerza de Frenado: BR (Art. 3.6.4)

Se toma como el mayor valor de:

25% de los pesos por eje del camión o tándem de diseño

5% del camión o tándem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se emplean los factores de presencia múltiple. No se aplica el incremento por carga dinámica (IM). Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada.

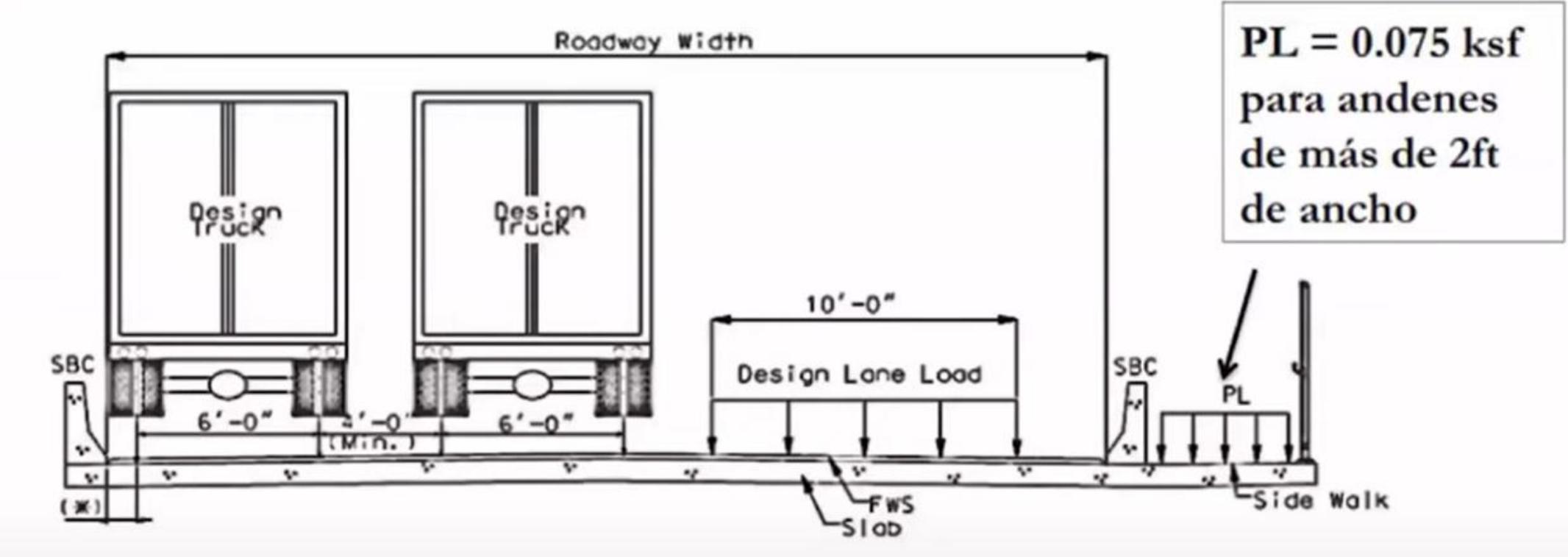


CARGA SOBRE VEREDAS

Sobrecargas en Veredas (Art. 3.6.1.6)

Se deberá aplicar una carga peatonal de 366 kg/m^2 en todas las aceras de más de 0.60m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño, excepto cuando los vehículos pueden subir sobre la vereda.

CARGA SOBRE VEREDAS



Deflexiones máximas instantáneas

In the absence of other criteria, the following deflection limits may be considered for steel, aluminum, and/or concrete vehicular bridges:

- Vehicular load, general $\text{Span}/800$,
- Vehicular and pedestrian loads $\text{Span}/1,000$,
- Vehicular load on cantilever arms..... $\text{Span}/300$, and
- Vehicular and pedestrian loads on cantilever arms..... $\text{Span}/375$.

FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES (Art. 3.4)

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta * \gamma * Q_i$$

Donde

η : Modificador de cargas.

Q_i : Sollicitación.

γ : Factor de cargas

Estados Límites

RESISTENCIA I – Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a la velocidad del viento de diseño en el lugar.

RESISTENCIA IV – Combinación de cargas con énfasis en los efectos de la carga muerta sobre la superestructura del puente.

RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 129 km/h.

Estados Límites

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.

EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 113 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.

SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

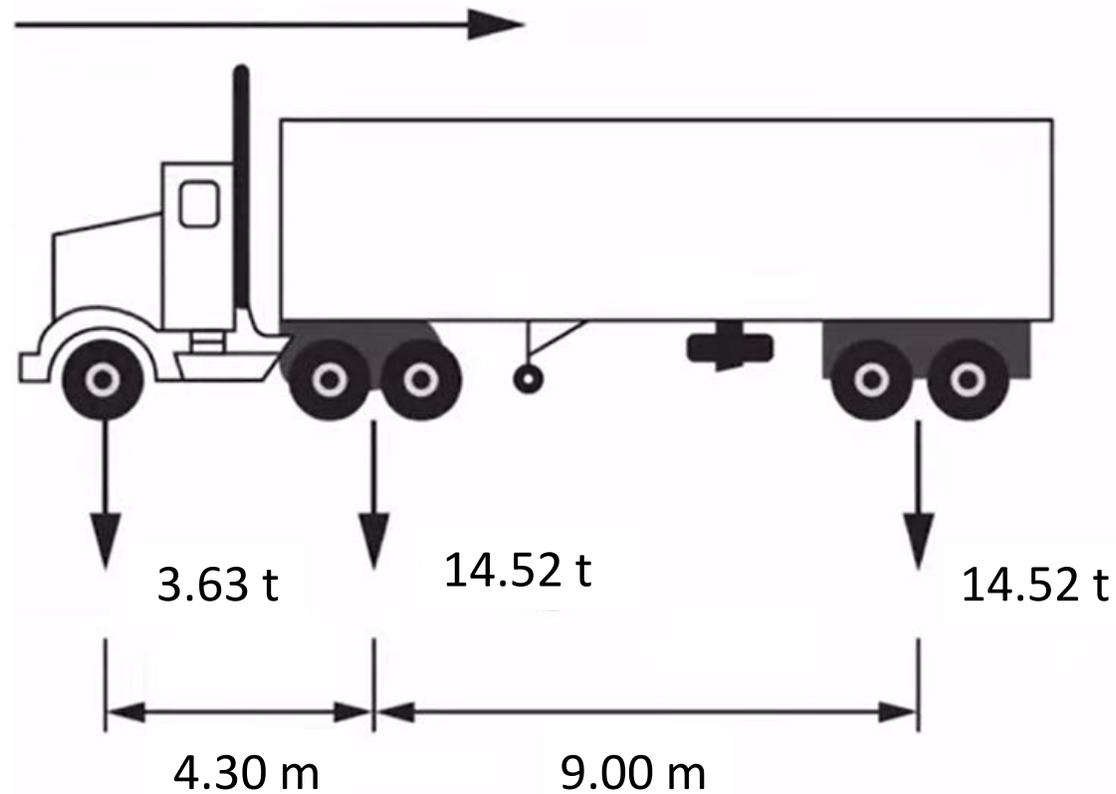
Estados Límites

SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

FATIGA I – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga infinita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga infinita es usado en puentes con volumen de tráfico alto.

FATIGA II – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga finita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga finita es usado en puentes con volumen de tráfico bajo.

Vehículo para Cálculo de Fatiga



FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

El Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum \eta * \gamma * Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ es apropiado:

$$\eta = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ es apropiado:

$$\eta = \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_I} \leq 1.00$$

Table 3.4.1-1—Load Combinations and Load Factors

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Note: For Service I, the load factor for *EV* equals 1.2 for Stiffness Method Soil Failure as shown in Table 3.4.1-2.

Service Limit State Load Combinations

	DC	DD	DW	EH	EV	LL	ES	IM	EL	CE	PS	BR	CR	PL	SH	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE
Limit State																							
Service I															1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
Service II															1.00	1.30	1.00	–	–	1.00	1.00/1.20	–	–
Service III															1.00	γ_{LL}	1.00	–	–	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}
Service IV															1.00	–	1.00	1.00	–	1.00	1.00/1.20	–	1.00

Extreme Event Limit State Load Combinations

Limit State	DC	DD	DW	EH	EV	LL	ES	IM	EL	CE	PS	BR	CR	PL	SH	LS	WA	FR	EQ	BL	IC	CT	CV
	Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	1.00	1.00	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	1.00	1.00	1.00	–	–	–
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	1.00	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	–	1.00	1.00	1.00	1.00

Fatigue Limit State Load Combinations

Limit State	LL
	IM
	CE
Fatigue I	1.75
Fatigue II	0.80

FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

Notas.-

- El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.
- El factor de carga para sobrecarga γ_{EQ} en la combinación de Evento Extremo I se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto. En ediciones anteriores de AASHTO se usaba $\gamma_{EQ} = 0$, y aunque este tema no ha sido resuelto, se debería considerar la posibilidad de sobrecarga parcial con sismos, es decir $\gamma_{EQ} < 1.00$. Podría ser razonable $\gamma_{EQ} = 0.50$ para un amplio rango de valores de tráfico.
- Los factores de carga γ_{TG} y γ_{SE} se deben adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. γ_{TG} se puede tomar si no hay información: 0.0 en estados límites de resistencia y evento extremo, 1.0 en estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y 0.50 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga. γ_{SE} se puede tomar si no hay información: 1.0

Table 3.4.1-2—Load Factors for Permanent Loads, γ_p

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments		1.25	0.90
<i>DC</i> : Strength IV only		1.50	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL</i> : Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall and Compound Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• MSE wall internal stability soil reinforcement loads			
○ Stiffness Method			
▪ Reinforcement and connection rupture		1.35	N/A
▪ Soil failure – geosynthetics (Service I)		1.20	N/A
○ Coherent Gravity Method		1.35	N/A
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
○ Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
○ All others		1.95	0.90
• Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls		1.00	N/A
<i>ES</i> : Earth Surcharge		1.50	0.75

Variable Load Factors

Load and Limit State	Maximum γ_p	Minimum γ_p
DC – Strength I, II, III, V	1.25	0.90
DC – Strength IV	1.50	0.90
DW	1.50	0.65
EH – Active	1.50	0.90
EH – At Rest	1.35	0.90
EV – Overall Stability	1.00	NA
EV – Retaining Walls & Abutments	1.35	1.00
ES	1.50	0.75
PPC with Refined Losses/Elastic Gains		$\gamma_{LL} = 1.00$
All other PPC		$\gamma_{LL} = 0.80$

Table 3.4.1-3—Load Factors for Permanent Loads Due to Superimposed Deformations, γ_P

Bridge Component	<i>PS</i>	<i>CR, SH</i>
Superstructures—Segmental Concrete Substructures supporting Segmental Superstructures (see 3.12.4, 3.12.5)	1.0	See γ_P for <i>DC</i> , Table 3.4.1-2
Concrete Superstructures—nonsegmental	1.0	1.0
Substructures supporting non-segmental Superstructures		
• using I_g	0.5	0.5
• using $I_{effective}$	1.0	1.0
Steel Substructures	1.0	1.0

Table 3.4.1-4—Load Factors for Live Load for Service III Load Combination, γ_{LL}

Component	γ_{LL}
Prestressed concrete components designed using the refined estimates of time-dependent losses as specified in Article 5.9.5.4 in conjunction with taking advantage of the elastic gain	1.0
All other prestressed concrete components	0.8



DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA

DISEÑO DE PUENTES LOSA

GENERALIDADES

Los puentes de hormigón armado tipo losa de un tramo resultan económicos en tramos cortos, cuando las luces no exceden 12m.

Los puentes losa cuando son continuos con tramos extremos de hasta 10.5m, son mejor proporcionados cuando la relación de tramo interior a tramo exterior es 1.26 para cargas y esfuerzos usuales; cuando el tramo exterior va de 10.5m a 15m, la relación adecuada es 1.31.

En general las longitudes de los tramos extremos se proyectan aproximadamente como el 80% de la longitud del tramo interior para balancear los momentos.

Longitudes máximas de tramo para puentes losa de hormigón

Número de Tramos	Sin cartelas	Acartelado
1	9m	12m
2	12m	15m
3 ó 4	15m	18m

Peraltes mínimos utilizados comúnmente para superestructuras de peralte constante

Table 2.5.2.6.3-1—Traditional Minimum Depths for Constant Depth Superstructures

Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
		Simple Spans	Continuous Spans
Reinforced Concrete	Slabs with Main Reinforcement Parallel to Traffic	$\frac{1.2(S + 10)}{30}$	$\frac{S + 10}{30} \geq 0.54 \text{ ft}$
	T-Beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
Steel	Overall Depth of Composite I-Beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

S=Luz del tramo de losa
L=Luz del tramo de puente

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2 (S+3)}{30}$	$\frac{(S+3)}{30} \geq 0.165m$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 0.165m$	$0,027 L \geq 0.165m$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

S=Luz del tramo de losa
L=Luz del tramo de puente

ANCHOS DE FRANJA EQUIVALENTE PARA PUENTES TIPO LOSA CON ARMADURA PRINCIPAL PARALELO AL TRÁFICO (AASHTO LRFD)

This Article shall be applied to the types of cross-sections shown schematically in Table 4.6.2.3-1. For the purpose of this Article, cast-in-place voided slab bridges may be considered as slab bridges.

The equivalent width of longitudinal strips per lane for both shear and moment with one lane, i.e., two lines of wheels, loaded may be determined as:

$$E = 10.0 + 5.0 \sqrt{L_1 W_1} \quad (4.6.2.3-1)$$

The equivalent width of longitudinal strips per lane for both shear and moment with more than one lane loaded may be determined as:

$$E = 84.0 + 1.44 \sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{12.0W}{N_L} \quad (4.6.2.3-2)$$

Tableros con refuerzo principal paralela al tráfico

Una vía cargada:

$$E = 0.25 + 0.42 \sqrt{L_1 W_1}$$

Dos o más vías cargadas simultáneamente:

$$E = 2.1 + 0.12 \sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

Donde:

E = Ancho equivalente para la franja de diseño (m).

L_1 = Luz real del tramo (m) ≤ 18 m.

W_1 = Ancho real (m) ≤ 18 m (Dos o más vías).

W_1 = Ancho real (m) ≤ 9 m (Una vía).

W = Ancho total (m).

N_L = Numero de vías o carriles de diseño.

ANCHOS DE FRANJA EQUIVALENTE PARA PUENTES TIPO LOSA CON ARMADURA PRINCIPAL PARALELO AL TRÁFICO (AASHTO ESTANDAR)

Tableros con refuerzo principal paralela al tráfico

El ancho de distribución de la carga de la rueda está dado por:

$$E = 1.22 + 0.06 L_c \leq 2.1m \quad (\text{Ec.5.6})$$

Los momentos en las estructuras continuas serán determinados mediante la aplicación de líneas de influencia con las cargas de una fila de ruedas divididas entre E o si se trata de la carga equivalente, distribuida en un ancho 2E.

ANCHOS DE FAJA
EQUIVALENTE PARA
PUENTES TIPO LOSA CON
ARMADURA PRINCIPAL
PERPENDICULAR AL
TRÁFICO (AASHTO LRFD)



Table 4.6.2.1.3-1—Equivalent Strips

Type of Deck	Direction of Primary Strip Relative to Traffic	Width of Primary Strip (in.)
<p>Concrete:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cast-in-place • Cast-in-place with stay-in-place concrete formwork • Precast, post-tensioned 	Overhang	$45.0 + 10.0X$
	$-M:$ 48.0 + 3.0 <i>S</i>	
	Either Parallel or Perpendicular	$+M:$ 26.0 + 6.6 <i>S</i>
		$-M:$ 48.0 + 3.0 <i>S</i>
	Either Parallel or Perpendicular	$+M:$ 26.0 + 6.6 <i>S</i>
$-M:$ 48.0 + 3.0 <i>S</i>		

<p>Steel:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Open grid • Filled or partially filled grid • Unfilled, composite grids 	<p>Main Bars</p> <p>Main Bars</p> <p>Main Bars</p>	<p>$1.25P + 4.0S_b$</p> <p>Article 4.6.2.1.8 applies</p> <p>Article 4.6.2.1.8 applies</p>
<p>Wood:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Prefabricated glulam <ul style="list-style-type: none"> ○ Noninterconnected ○ Interconnected • Stress-laminated • Spike-laminated <ul style="list-style-type: none"> ○ Continuous decks or interconnected panels ○ Noninterconnected panels 	<p>Parallel Perpendicular</p> <p>Parallel Perpendicular</p> <p>Parallel Perpendicular</p> <p>Parallel Perpendicular</p> <p>Parallel Perpendicular</p>	<p>$2.0h + 30.0$ $2.0h + 40.0$</p> <p>$90.0 + 0.84L$ $4.0h + 30.0$</p> <p>$0.8S + 108.0$ $10.0S + 24.0$</p> <p>$2.0h + 30.0$ $4.0h + 40.0$</p> <p>$2.0h + 30.0$ $2.0h + 40.0$</p>

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (m)
<p>Hormigón:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ • Colado in situ con encofrados perdidos • Prefabricado, postesado 	<p>Vuelo</p> <p>Paralela o perpendicular</p> <p>Paralela o perpendicular</p> <p>Paralela o perpendicular</p>	<p>$1.14+0.833X$</p> <p>+M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$</p> <p>+M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$</p> <p>+M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$</p>

<p>Acero:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado abierto • Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos • Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos 	<p>Barras principales</p> <p>Barras principales</p> <p>Barras principales</p>	<p>$0.00007P+4S_b$</p> <p>Se aplica el artículo 4.6.2.1.8</p> <p>Se aplica el artículo 4.6.2.1.8</p>
<p>Madera:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Madera laminada y encolada prefabricada <ul style="list-style-type: none"> ○ No interconectada ○ Interconectada • Laminada y tesada • Laminada y clavada <ul style="list-style-type: none"> ○ Tableros continuos o paneles interconectados ○ Paneles no interconectados 	<p>Paralela</p> <p>Perpendicular</p> <p>Paralela</p> <p>Perpendicular</p> <p>Paralela</p> <p>Perpendicular</p> <p>Paralela</p> <p>Perpendicular</p> <p>Paralela</p> <p>Perpendicular</p>	<p>$2h+0.76$</p> <p>$2h+1.02$</p> <p>$2.28+0.07L$</p> <p>$4h+0.76$</p> <p>$0.066S+2.74$</p> <p>$0.84S+0.61$</p> <p>$2h+0.76$</p> <p>$4h+1.02$</p> <p>$2h+0.76$</p> <p>$2h+1.02$</p>

donde:

S = separación de los elementos de apoyo (m)

H = altura del tablero (m)

L = longitud del tramo del tablero (m)

P = carga de eje (kg)

S_b = separación de las barras del armado (m)

+M= momento positivo

- M= momento negativo

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (m)

Armadura de Distribución

En la parte inferior de las losas se dispondrá armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$A_{s_{dist}} = \frac{55}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$A_{s_{dist}} = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

S = longitud de tramo efectiva (m). Distancia entre cara y cara, para losas construidas en forma monolítica con muros o vigas. Para losas apoyadas sobre vigas de concreto o metálicas: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes.

9.7.3.2—Distribution Reinforcement

Reinforcement shall be placed in the secondary direction in the bottom of slabs as a percentage of the primary reinforcement for positive moment as follows:

- For primary reinforcement parallel to traffic:

$$100 / \sqrt{S} \leq 50 \text{ percent}$$

- For primary reinforcement perpendicular to traffic:

$$220 / \sqrt{S} \leq 67 \text{ percent}$$

where:

S = the effective span length taken as equal to the effective length specified in Article 9.7.2.3 (ft)

Armadura de Contracción y Temperatura

El área de refuerzo en cm^2 por metro, en cada cara y en cada dirección será:

$$A_s = \frac{758.4 * b * h}{2 * (b + h) * f_y}$$

Y debe cumplir la siguiente relación:

$$2.33\text{cm}^2/\text{m} \leq A_s \leq 12.70\text{cm}^2/\text{m}$$

donde:

A_s = área del refuerzo en cada dirección y en cada cara (cm^2/m)

b = ancho menor de la sección (cm)

h = espesor menor de la sección (cm)

f_y = resistencia de fluencia especificada de las barras de refuerzo $\leq 5250\text{kg}/\text{cm}^2$

5.10.6—Shrinkage and Temperature Reinforcement

Reinforcement for shrinkage and temperature stresses shall be provided near surfaces of concrete exposed to daily temperature changes and in structural mass concrete. Temperature and shrinkage reinforcement to ensure that the total reinforcement on exposed surfaces is not less than that specified herein.

Reinforcement for shrinkage and temperature may be in the form of bars, welded wire reinforcement, or prestressing tendons.

For bars or welded wire reinforcement, the area of reinforcement per foot, on each face and in each direction, shall satisfy the following:

$$A_s \geq \frac{1.30bh}{2(b+h)f_y} \quad (5.10.6-1)$$

except that:

$$0.11 \leq A_s \leq 0.60 \quad (5.10.6-2)$$

where:

A_s = area of reinforcement in each direction and each face (in.²/ft)

b = least width of component section (in.)

h = least thickness of component section (in.)

f_y = specified minimum yield strength of reinforcement ≤ 75.0 ksi

Requisitos para el Acero por Contracción y Temperatura.

La separación de la armadura no excederá:

- 3 veces el espesor del componente ó 45cm
- 30cm para muros y cimientos con espesores mayores de 45cm
- 30cm para otros componentes con espesores mayores que 90cm.

Para componentes con espesores de 0.15m o menos, el acero mínimo especificado se puede colocar en una sola capa.

No se requiere acero de contracción y temperatura para:

- Caras extremas de muros con espesores menores o iguales a 45cm
- Caras laterales de cimientos enterrados con espesores menores o iguales a 90cm
- Caras de todos los otros componentes con la dimensión más pequeña menor o igual que 45cm.



Límites del Refuerzo

Límites del Refuerzo

Refuerzo Máximo: Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

Refuerzo Mínimo (Art. 5.6.3.3): La cantidad de refuerzo de tensión pretensado y no pretensado será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorada M_r superior o igual al menor valor de:

1. 1.33 veces el momento factorado requerido por las combinaciones de carga para el estado límite de resistencia aplicable.
2. Momento Crítico: $M_{cr} = \gamma_3 * \left[(\gamma_1 * f_r + \gamma_2 * f_{cpe}) * S_c - M_{dnc} * \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$

Límites de Refuerzo

2. Con $\gamma_1 = 1.60, \gamma_3 = 0.75$ (acero de alta ductilidad ASTM A706-Grado 60)

$$M_{cr} = 1.20 * f_r * S_c$$

- Con $\gamma_1 = 1.60, \gamma_3 = 0.67$ (acero ASTM A615-Grado 60)

$$M_{cr} = 1.10 * f_r * S_c$$

M_{cr} : Momento de agrietamiento

f_r : Módulo de ruptura del hormigón: $f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c}$ (kg/cm²)

S_c : Módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tensión es causado por cargas aplicadas externamente

γ_1 : Factor de variabilidad del agrietamiento por flexión

γ_3 : Relación de la resistencia de fluencia mínima especificada a la resistencia en tensión última del hormigón.

γ_1 = flexural cracking variability factor
= 1.2 for precast segmental structures
= 1.6 for all other concrete structures

γ_2 = prestress variability factor
= 1.1 for bonded tendons
= 1.0 for unbonded tendons

γ_3 = ratio of specified minimum yield strength to ultimate tensile strength of the nonprestressed reinforcement
= 0.67 for AASHTO M 31 (ASTM A615), Grade 60 reinforcement
= 0.75 for AASHTO M 31 (ASTM A615), Grade 75 reinforcement
= 0.76 for AASHTO M 31 (ASTM A615), Grade 80 reinforcement
= 0.75 for ASTM A706, Grade 60 reinforcement
= 0.80 for ASTM A706, Grade 80 reinforcement
= 0.67 for AASHTO M 334 (ASTM A1035), Grade 100 reinforcement

For prestressing steel, γ_3 shall be taken as 1.0.

Factores de Reducción de Resistencia

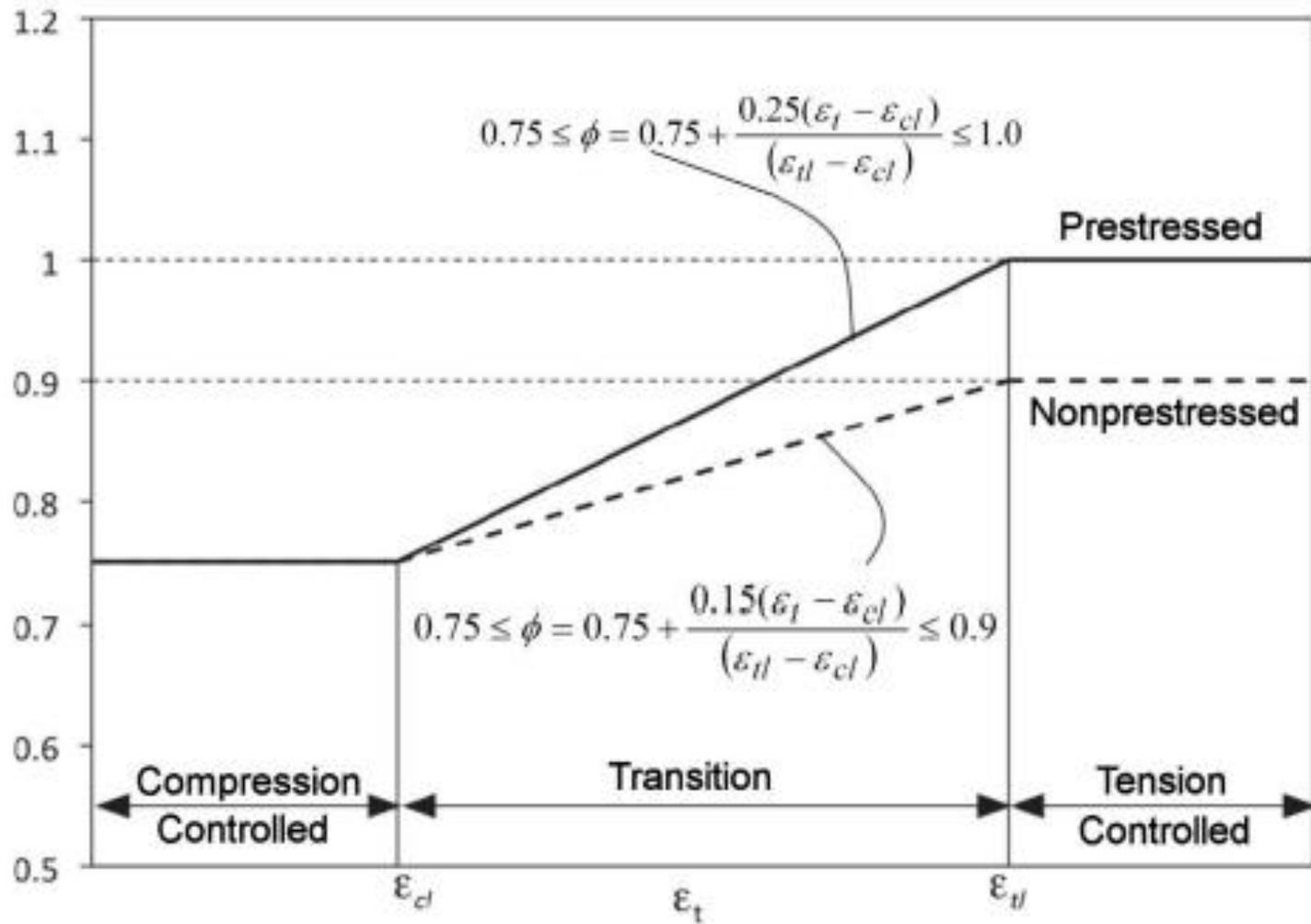
ART. 5.5.4.2

CASO	Ø
Secciones de concreto armado de tensión controlada como lo especifica el Art. 5.6.2.1:	
Concreto peso normal	0.90
Concreto liviano	0.90
Secciones de concreto presforzado de tensión controlada con strands o tendones adheridos como lo especifica el Art. 5.6.2.1:	
Concreto peso normal	1.00
Concreto liviano	1.00
Secciones de concreto pos-tensado de tensión controlada con strands o tendones adheridos como lo especifica el Art. 5.6.2.1:	
Concreto peso normal	0.90
Concreto liviano	0.90
Corte y Torsión en secciones de concreto armado:	
Concreto peso normal	0.90
Concreto liviano	0.90
Corte y Torsión en secciones de concreto presforzado monolítico con strands o tendones adheridos:	
Concreto peso normal	0.90
Concreto liviano	0.90
Corte y Torsión en secciones de concreto presforzado monolítico con strands o tendones no adheridos:	
Concreto peso normal	0.85
Concreto liviano	0.85
Secciones de compresión controlada con espirales o zunchos como lo especificado en el Art. 5.6.2.1, excepto los especificado en los Art. 5.11.3 y 5.11.4.1.2 para Zonas Sísmicas 2, 3 y 4, estado límite de Evento Extremo	0.75
Apoyo sobre hormigón	0.70
Compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70

Tensión en modelos de bielas y tirantes	
Concreto peso normal	0.90
Concreto liviano	1.00
Compresión en zonas de anclaje:	
Concreto peso normal	0.80
Concreto liviano	0.80
Tracción en el acero en las zonas de anclaje	1.00
Resistencia durante el hincado de pilotes	1.00

Resistance Factors for Normal Weight Concrete Elements

Tension-controlled reinforced concrete sections	$\phi = 0.90$
Tension-controlled prestressed concrete with bonded strand	$\phi = 1.00$
Shear and torsion in reinforced concrete	$\phi = 0.90$
Compression-controlled sections with spirals or ties	$\phi = 0.75$
Bearing on concrete	$\phi = 0.70$
Resistance during pile driving	$\phi = 1.00$



Para el acero de refuerzo Grado 60 en una sección de concreto armado rectangular, es:

$$0.75 \leq \phi = 0.65 + 0.15 * \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.90$$

Donde:

c = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro (cm)
 d_t = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero de tensión extremo (cm)

Factores de Reducción de Resistencia

ε_t : deformación de tensión neta en el acero de tensión extremo en resistencia nominal

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) * 0.003 \text{ (Para una sección de hormigón armado rectangular)}$$

ε_{cl} : límite de la deformación de compresión controlada en el acero de tensión extremo = 0.002
(para acero Grado 60)

ε_{tl} : límite de la deformación de tensión controlada en el acero de tensión extremo = 0.005 (para acero Grado 60)

Recubrimientos

Tabla 5.10.1-1, AASHTO - Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm)

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO		
	(mm)		
	A	B	C
Exposición severa a moderada			
Exposición directa al agua salada	100	60	60
Hormigonado contra el suelo	75	50	50
Ubicaciones costeras	75	50	50
Exposición a sales anticongelantes	60	50	40
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60	60	50
Otras situaciones	50	50	40
Exposición limitada			
Otras situaciones interiores			
• Hasta barras No. 36	40	25	25
• Barras No. 43 y No. 57	50	50	50
Fondo de losas hormigonadas in situ			
• Hasta barras No. 36	25	25	25
• Barras No. 43 y No. 57	50	50	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20	20	20

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO		
	(mm)		
	A	B	C
Pilotaje			
Pilotes prefabricados de hormigón armado			
• Ambientes no corrosivos	50	40	25
Pilotes prefabricados de hormigón armado			
• Ambientes no corrosivos	50	40	25
• Ambientes corrosivos	75	60	50
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50	25	25
Pilotes hormigonados in situ			
• Ambientes no corrosivos	50	40	40
• Ambientes corrosivos	75	60	50
• Cáscaras	50	40	25
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75	60	50
Alcantarillas prefabricadas de concreto			
• Losa superior usada como superficie de conducción	60	50	40
• Losa superior con menos de 0.60m de relleno no usada como superficie de conducción	50	40	25
• Otros elementos	25	25	25

Recubrimientos

Categoría A: Acero de refuerzo no protegido que reúne los requerimientos AASHTO M 31M/M 31

Categoría B: Protección epóxica o galvanizado que reúna los requerimientos ASTM A775/A775M

Categoría C: Materiales que reúnen los requerimientos AASHTO M 334M/M 334

El recubrimiento mínimo de las barras principales debe ser 25mm. En estribos el recubrimiento puede ser 12.5mm. menor que los valores especificados en la Tabla 5.10.1-1 para las barras principales, pero no menos de 25mm, excepto en encofrados de paneles prefabricados. Para barras agrupadas, la cobertura mínima de hormigón en atmósfera no corrosiva será igual al equivalente diámetro del paquete, pero no necesita ser mayor que 50mm, a excepción del concreto vaciado contra y permanentemente expuestos a suelos no corrosivos, donde la cobertura mínima será de 75mm.

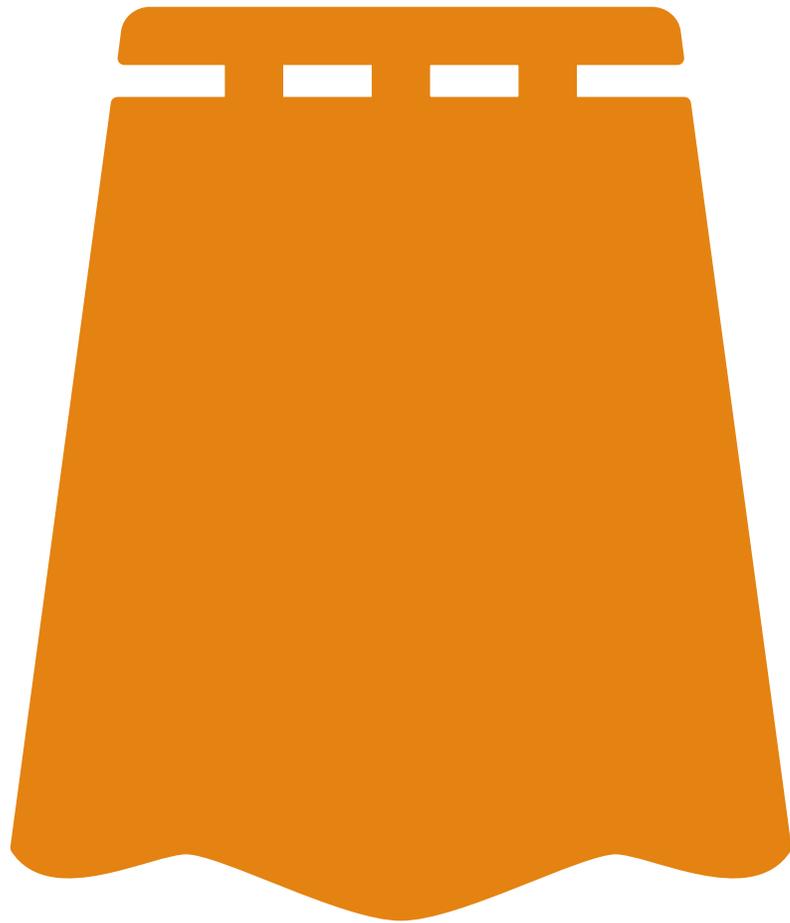
Separación de las barras de armadura



Separación Mínima (Art. 5.10.3.1)

Separación horizontal: Para el hormigón colado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que 1.5 veces el diámetro nominal de las barras, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso, ó 4.0 cm.

Separación vertical: Excepto en los tableros en los cuales se coloca armadura paralela en dos o más capas, con una distancia libre entre capas no mayor que 15 cm, las barras de las capas superiores se deberán ubicar directamente sobre las de la capa inferior, y la distancia libre entre capas deberá ser mayor o igual que 2.5 cm ó el diámetro nominal de las barras.



Separación de las barras de armadura

Separación Máxima (Art. 5.10.3.2)

La separación de la armadura en muros y losas no deberá ser mayor que 1.5 veces el espesor del elemento ó 45 cm.

Barreras de Hormigón

Barreras de Hormigón

Elementos diseñados para los siguientes objetivos:

1. Vehículos a bajas velocidades: Reencaminar al carril a todo el vehículo.
2. Vehículos a altas velocidades: **Contener** y absorber la energía del impacto con su deformación elástica y disipar por medio de daño en la barrera y el chasis la energía restante.

El diseño de las barreras se basan en la energía que deben contener dependiendo del vehículo que circula sobre el puente. El efecto en el diseño del puente está en **aumentar el momento flector sobre el voladizo de la sección transversal.**

Carga Sobre Barreras

Fuerzas sobre Barreras (Art. A13.2)

Las fuerzas se toman de la Tabla A13.2-1. Se aplica el estado límite de evento extremo para el diseño. No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales simultáneamente con las cargas verticales.

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_t and L_L (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_e (min) (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

Cargas Sobre Barrera

F_t : fuerza transversal del impacto de un vehículo distribuida en una longitud L_t a un altura H_e sobre el tablero del puente

F_L : fuerza de fricción longitudinal a lo largo de la baranda ($0.33 * F_t$)

F_v : fuerza vertical que representa un vehículo apoyado sobre el riel

L_t : longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F_t a lo largo de la baranda ubicada a una altura H_e por encima del tablero

L_v : distribución longitudinal de la fuerza vertical F_v en la parte superior de la baranda

Niveles de ensayo para las barreras

TL-1 Nivel de Ensayo Uno: Usado en zonas donde las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad.

TL-2 Nivel de Ensayo Dos: Usado en zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del emplazamiento son favorables; también donde se prevé un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas.

TL-3 Nivel de Ensayo Tres: Usado para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad donde la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del emplazamiento son favorables.

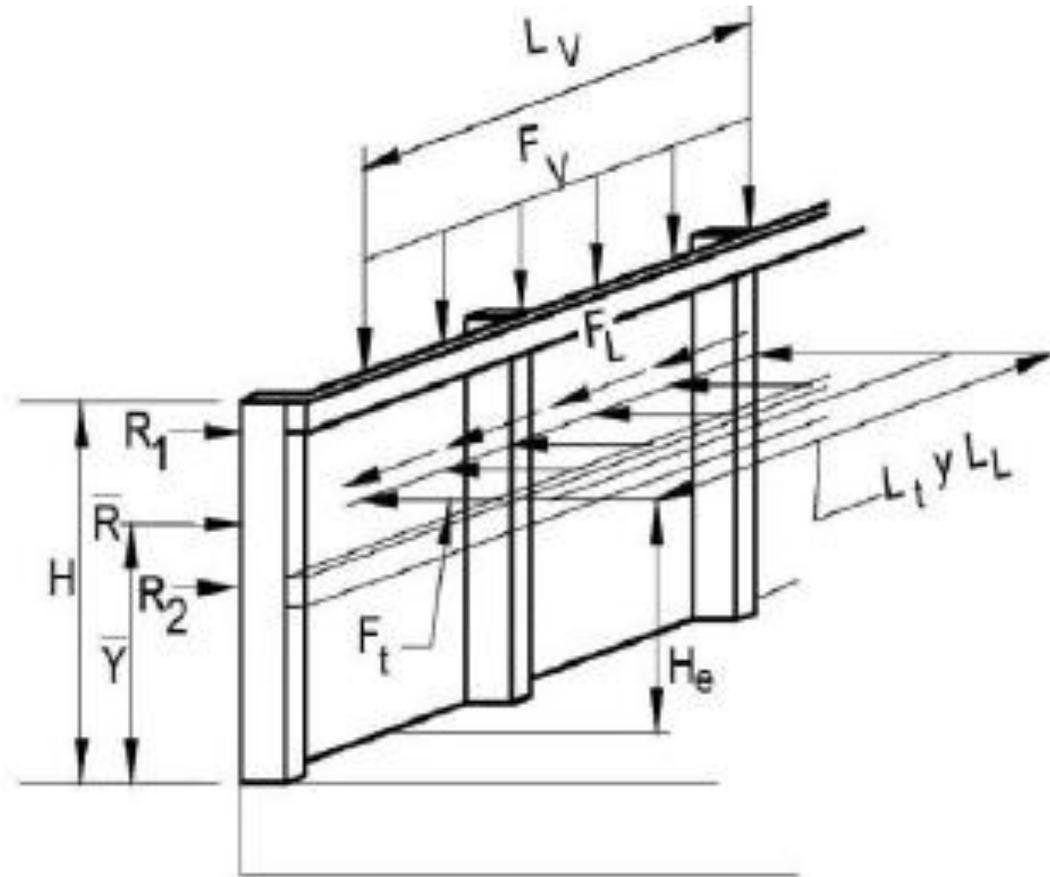
Niveles de ensayo para las barreras

TL-4 Nivel de Ensayo Cuatro: Usado 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 Nivel de Ensayo Cinco: Usado 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 emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas.

TL-6 Nivel de Ensayo Seis: Usado cuando 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.

Carga Sobre Barreras



Barreras de Hormigón

El propósito de una barrera de hormigón en el caso de una colisión vehicular es redirigir el vehículo de una manera controlada. La barrera debe ser adecuada para resistir el impacto inicial de la colisión y seguir siendo eficaz en la reorientación del vehículo, debiendo por ello cumplir requisitos de resistencia y geometría.

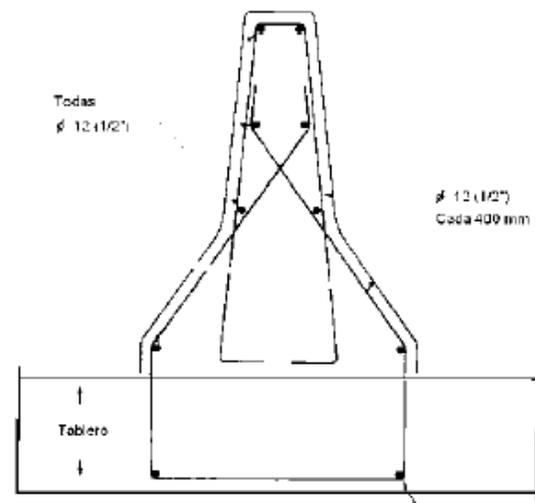
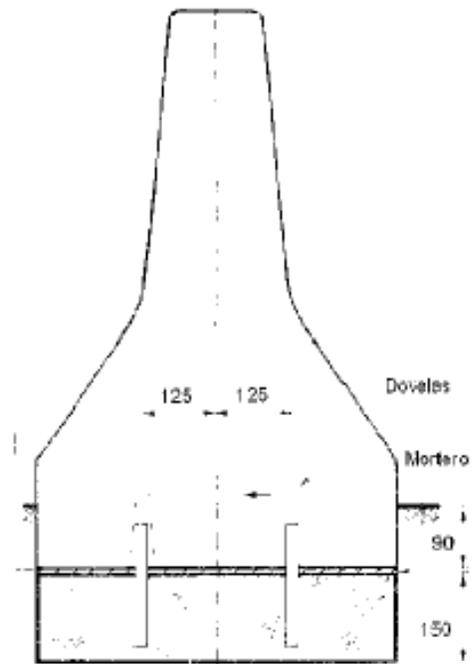
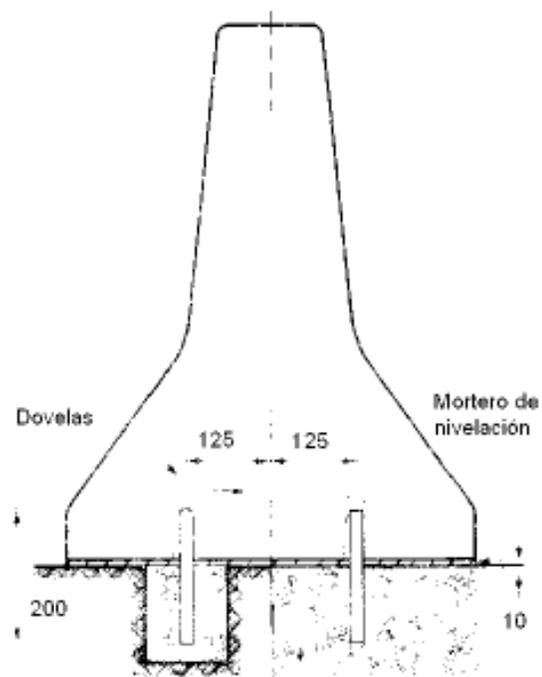
Secciones de barreras junto a cuantías de acero que pueden controlar colisiones se han desarrollado a lo largo de los años y se ha demostrado su eficacia por pruebas de choque.

Los requisitos de resistencia dependen del volumen de camiones y la velocidad del tráfico previsto.

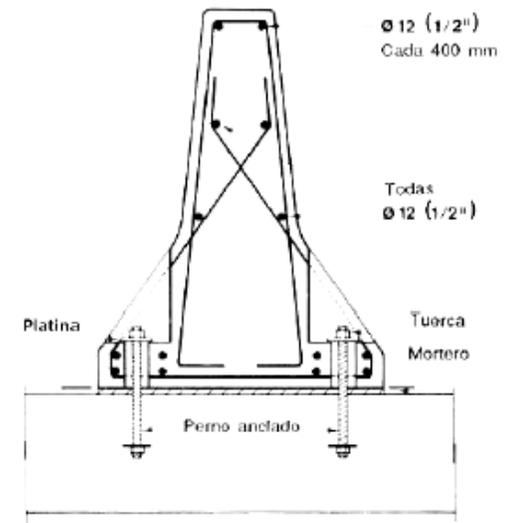
Número de lados aptos para el impacto

En función de su número de lados, las barreras se clasifican en simples y dobles. Las simples tienen una sección transversal que presenta un solo lado apto para el impacto. Las dobles, en cambio, cuentan una sección transversal con ambos lados aptos para el impacto.

1. La barrera simple es un elemento longitudinal y asimétrico que se utiliza como barrera lateral, al lado derecho de la calzada o en pares opuestos como separador central. Se ubica a los lados de una vía frente a terraplenes, depresiones o estructuras que signifiquen posibilidad de colisión. Sirven también como protección de los muros de contención, revestimiento de túneles y barandas de puentes.
2. Las barreras dobles son elementos longitudinales simétricos que se utilizan como separador central entre calzadas en vías con doble sentido de circulación, al mismo nivel o escalonadas. Están destinadas a resistir los choques frontales, que son los causantes del mayor número de accidentes mortales.



Refuerzo del tablero



BARRERA TIPO NEW
JERSEY

BARRERA TIPO NEW JERSEY

El perfil de la barrera New Jersey, que se aprecia en la figura, está compuesto por tres tramos, cada uno de los cuales tiene una función específica en su comportamiento.



A hand is pointing at a specific location on a colorful transit map. The map features various colored lines representing different transit routes, including blue, orange, red, green, and purple. The hand is positioned in the lower-left quadrant of the image, with the index finger pointing towards the center of the map.

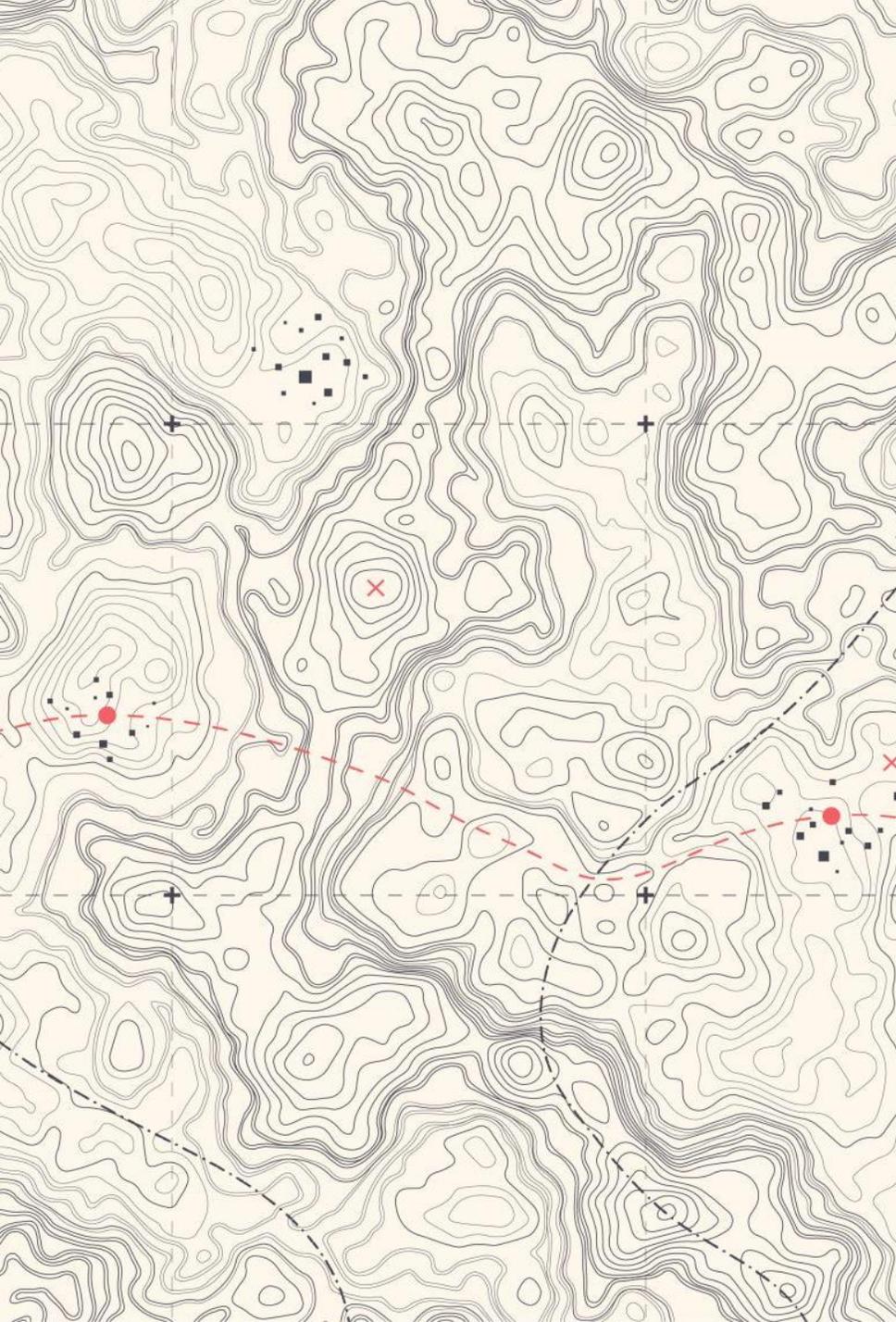
BARRERA TIPO NEW JERSEY

El tramo inferior: Es un plano vertical con una altura de 75 ± 10 mm, medidos a partir del nivel de la rasante (pavimento). Posteriormente a la colocación de una sobrecapa en la vía, este tramo inferior puede incrementarse hasta una altura de 150 mm, sin que por ello modifique el comportamiento de los vehículos que chocan contra la barrera. Sin embargo, hay que tener en cuenta que cualquier reducción de la altura de este tramo por debajo de 65 mm puede alterar negativamente su comportamiento.



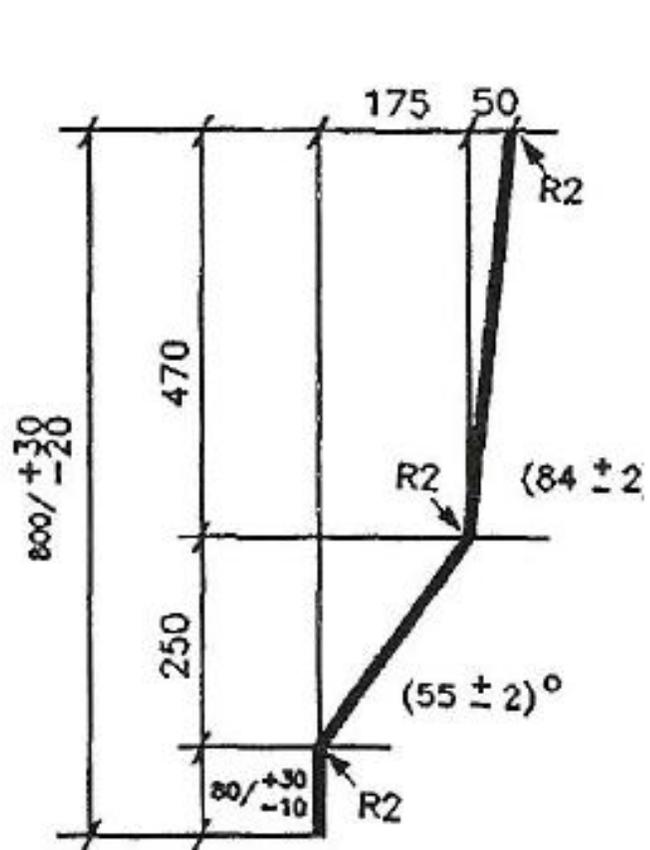
BARRERA TIPO NEW JERSEY

Tramo intermedio: Es un plano de transición localizado inmediatamente sobre el tramo vertical. Tiene una inclinación de 55° con respecto a la horizontal, y unas proyecciones de 250 mm sobre la vertical y de 175 mm sobre la horizontal. Es conveniente que esté unido al tramo interior mediante una transición circular de 200 mm de radio.

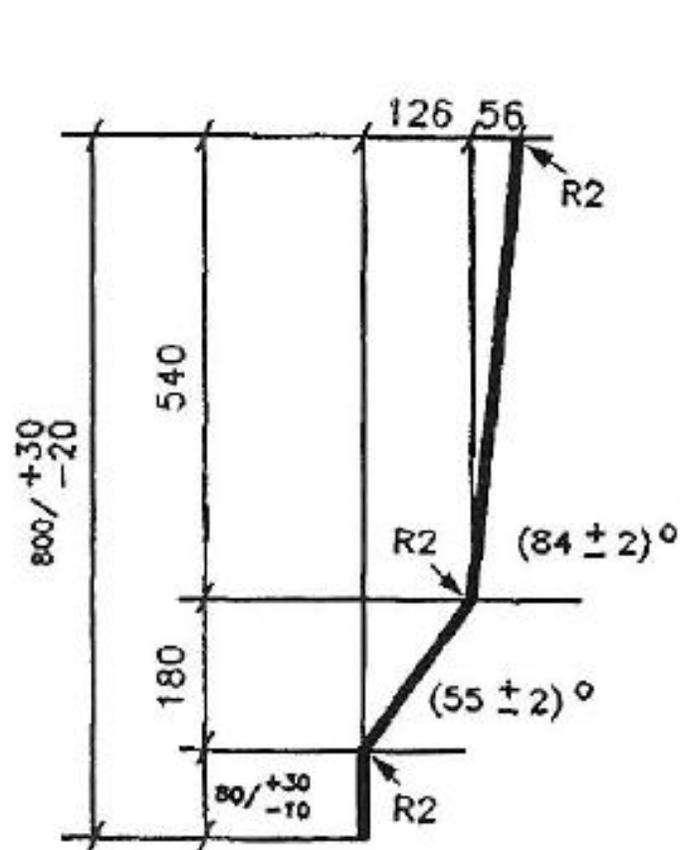


BARRERA TIPO NEW JERSEY

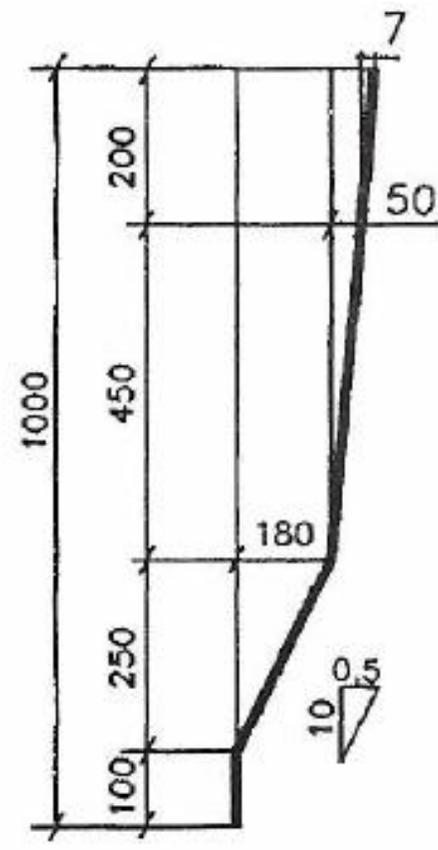
Tramo superior: Es un plano que tiene una inclinación de 84° con respecto a la horizontal y se prolonga hasta completar los 800 mm de altura de la barrera sobre el nivel de la rasante. También resulta conveniente que esté unido al anterior mediante una transición circular de 200 mm de radio.



(a)



(b)



(c)

(a) New Jersey, (b) Perfil F y (c) Perfil New Jersey recrecido

Comportamiento de las barreras New Jersey

Al momento del choque, la rueda frontal del vehículo se pone en contacto con la parte vertical, de 7,5 cm de altura, que tiende a frenar y enderezar el vehículo.

La rueda asciende por la cara inclinada 55° , y una o ambas ruedas y el costado del vehículo son levantados hasta 26 cm por encima de la calzada.

Esta elevación absorbe la energía del impacto y, equilibra el momento de vuelco mediante la compresión de la suspensión del vehículo. Con pequeños ángulos de impacto, esto sucede sin que la carrocería golpee la barrera.

Si la velocidad del vehículo y el ángulo de impacto son suficientemente altos, la rueda continúa ascendiendo por encima del talud de 55° y se pone en contacto con la parte superior casi vertical de la barrera. Esto completa el frenado y el encauzamiento del vehículo, redirigiéndolo al carril contiguo a la barrera, paralelamente a ésta.

Mecanismo de absorción de la energía cinética

Las fuerzas involucradas en el impacto contra una barrera producen una cantidad de energía cinética relativamente grande y para que el encauzamiento del vehículo sea eficiente, se requiere disipar esa energía producida haciendo que este absorba la menor cantidad posible, lo que depende del peso, el ángulo de incidencia y la velocidad del vehículo.

Suponiendo que durante la colisión no se aplicaran los frenos, en un encausamiento satisfactorio la disipación de la energía paralela a la barrera se efectúa a través de la fuerza de fricción que se desarrolla por el contacto del vehículo con la barrera y de las llantas con el pavimento.