

Sección 3. Cargas y Factores de Carga

Sección 3 (SI) - Índice

3.1 ALCANCE	3-1
3.2 DEFINICIONES	3-1
3.3 SIMBOLOGÍA	3-3
3.3.1 General	3-3
3.3.2 Cargas y denominación de las cargas	3-8
3.4 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS	3-9
3.4.1 Factores de carga y combinaciones de cargas	3-9
3.4.2 Factores de carga para cargas constructivas	3-15
3.4.3 Factores de carga para fuerzas de tesado y postesado	3-15
3.4.3.1 FUERZAS DE TESADO	3-15
3.4.3.2 FUERZA PARA LAS ZONAS DE ANCLAJE DE POSTESADO	3-15
3.5 CARGAS PERMANENTES	3-15
3.5.1 Cargas permanentes: DC, DW, y EV	3-15
3.5.2 Cargas de suelo: EH, ES, y DD	3-16
3.6 SOBRECARGAS VIVAS	3-16
3.6.1 Sobrecargas gravitatorias: LL y PL	3-16
3.6.1.1 SOBRECARGA VEHICULAR	3-16
3.6.1.1.1 Número de carriles de diseño	3-16
3.6.1.1.2 Presencia múltiple de sobrecargas	3-17
3.6.1.2 SOBRECARGA VEHICULAR DE DISEÑO	3-18
3.6.1.2.1 Requisitos generales	3-18
3.6.1.2.2 Camión de diseño	3-22
3.6.1.2.3 Tandem de diseño	3-23
3.6.1.2.4 Carga del carril de diseño	3-23
3.6.1.2.5 Área de contacto de los neumáticos	3-23
3.6.1.2.6 Distribución de las cargas de rueda a través de rellenos de suelo	3-24
3.6.1.3 APLICACION DE SOBRECARGAS VEHICULARES DE DISEÑO	3-25
3.6.1.3.1 Requisitos generales	3-25
3.6.1.3.2 Carga para la evaluación opcional de la deflexión por sobrecarga	3-25
3.6.1.3.3 Cargas de diseño para tableros, sistemas de tableros y losas superiores de alcantarillas rectangulares	3-27
3.6.1.3.4 Carga para el vuelo del tablero	3-27
3.6.1.4 CARGA DE FATIGA	3-28
3.6.1.4.1 Magnitud y configuración	3-28
3.6.1.4.2 Frecuencia	3-28
3.6.1.4.3 Distribución de cargas para fatiga	3-28
3.6.1.4.3a Métodos refinados	3-28
3.6.1.4.3b Métodos aproximados	3-29
3.6.1.5 CARGA DE TRÁNSITO FERROVIARIO	3-29
3.6.1.6 CARGAS PEATONALES	3-29
3.6.2 Incremento por carga dinámica: IM	3-30
3.6.2.1 REQUISITOS GENERALES	3-30
3.6.2.2 COMPONENTES ENTERRADOS	3-31
3.6.2.3 COMPONENTES DE MADERA	3-31
3.6.3 Fuerzas centrífugas: CE	3-31
3.6.4 Fuerza de frenado: BR	3-32
3.6.5 Fuerza de colisión de un vehículo: CT	3-34
3.6.5.1 PROTECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	3-34

3.6.5.2 COLISIÓN DE VEHÍCULOS CARRETEROS Y FERROVIARIOS CONTRA LAS ESTRUCTURAS	3-35
3.6.5.3 COLISIÓN DE VEHÍCULOS CONTRA LAS BARRERAS	3-35
3.7 CARGAS HIDRÁULICAS: WA	3-35
3.7.1 Presión hidrostática	3-35
3.7.2 Flotabilidad	3-35
3.7.3 Presión de flujo	3-36
3.7.3.1 LONGITUDINAL	3-36
3.7.3.2 CARGA LATERAL	3-37
3.7.4 Carga del oleaje.....	3-38
3.7.5 Cambio de las fundaciones debido al Estado Límite para Socavación	3-38
3.8 CARGA DE VIENTO: WL Y WS	3-38
3.8.1 Presión horizontal del viento	3-38
3.8.1.1 REQUISITOS GENERALES	3-38
3.8.1.2 PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS: WS	3-40
3.8.1.2.1 Requisitos generales	3-40
3.8.1.2.2 Cargas de las superestructuras	3-41
3.8.1.2.3 Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura	3-41
3.8.1.3 PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LOS VEHÍCULOS: WL	3-41
3.8.2 Presión vertical del viento	3-42
3.8.3 Inestabilidad aerelástica	3-42
3.8.3.1 REQUISITOS GENERALES	3-42
3.8.3.2 FENÓMENOS AEROELÁSTICOS	3-43
3.8.3.3 CONTROL DE RESPUESTAS DINÁMICAS	3-43
3.8.3.4 ENSAYOS EN TÚNEL DE VIENTO.....	3-44
3.9 CARGAS DE HIELO: IC	3-44
3.9.1 Requisitos generales	3-44
3.9.2 Fuerzas de hielo dinámicas sobre las pilas	3-45
3.9.2.1 RESISTENCIA EFECTIVA DEL HIELO	3-45
3.9.2.2 TRITURACIÓN Y FLEXIÓN	3-46
3.9.2.3 CURSOS DE AGUA PEQUEÑOS	3-49
3.9.2.4 COMBINACIÓN DE FUERZAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES	3-49
3.9.2.4.1 Pilas paralelas al flujo.....	3-49
3.9.2.4.2 Pilas oblicuas respecto del flujo	3-50
3.9.2.5 PILAS ESBELTAS Y FLEXIBLES	3-50
3.9.3 Cargas de hielo estáticas sobre pilas de puente	3-50
3.9.4 Presas de hielo colgantes y barreras de hielo	3-51
3.9.5 Fuerzas verticales debidas a la adherencia de hielo	3-51
3.9.6 Acreción de hielo y cargas de nieve en las superestructuras	3-52
3.10 EFECTOS SÍSMICOS: EQ	3-54
3.10.1 Requisitos generales.....	3-54
3.10.2 Coeficiente de aceleración	3-54
3.10.3 Categorías según la importancia del puente	3-58
3.10.4 Zonas sísmicas	3-58
3.10.5 Efectos del sitio de emplazamiento	3-59
3.10.5.1 REQUISITOS GENERALES	3-59
3.10.5.2 PERFIL DE SUELO TIPO I.....	3-59
3.10.5.3 PERFIL DE SUELO TIPO II	3-59
3.10.5.4 PERFIL DE SUELO TIPO III.....	3-60
3.10.5.5 PERFIL DE SUELO TIPO IV	3-60
3.10.6 Coeficiente de respuesta sísmica elástica	3-60
3.10.6.1 REQUISITOS GENERALES	3-60
3.10.6.2 EXCEPCIONES	3-61

3.10.7 Factores de modificación de respuesta	3-61
3.10.7.1 REQUISITOS GENERALES	3-61
3.10.7.2 APLICACIÓN	3-62
3.10.8 Combinación de solicitaciones sísmicas	3-62
3.10.9 Cálculo de las fuerzas de diseño	3-63
3.10.9.1 REQUISITOS GENERALES	3-63
3.10.9.2 ZONA SÍSMICA 1	3-63
3.10.9.3	
3.10.9.4	
3.10.9.4.1	
3.10.9.4.2	
3.10.9.4.3	
3.10.9.4.3a	
3.10.9.4.3b Columnas y pilares individuales	3-64
3.10.9.4.3c Pilas con dos o más columnas	3-64
3.10.9.4.3d Fuerzas de diseño para columnas y caballetes de pilotes	3-66
3.10.9.4.3e Fuerzas de diseño para pilares	3-66
3.10.9.4.3f Fuerzas de diseño para fundaciones	3-67
3.10.9.5 SUJETADORES LONGITUDINALES	3-67
3.10.9.6 DISPOSITIVOS DE AMARRE	3-67
3.10.10 Requisitos para puentes temporarios y puentes construidos por etapas	3-68
3.11 EMPUJE DEL SUELO: EH, ES, LS, y DD	3-68
3.11.1 Requisitos generales	3-68
3.11.2 Compactación	3-70
3.11.3 Presencia de agua	3-70
3.11.4 Efecto sísmico	3-71
3.11.5 Empuje del suelo: EH	3-71
3.11.5.1 EMPUJE LATERAL BÁSICO DEL SUELO	3-71
3.11.5.2 COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL DEL SUELO EN REPOSO, k_0	3-72
3.11.5.3 COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL ACTIVO, k_a	3-73
3.11.5.4 COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL PASIVO, k_p	3-76
3.11.5.5 MÉTODO DEL FLUIDO EQUIVALENTE PARA ESTIMAR EMPUJES LATERALES DE RANKINE	3-80
3.11.5.6 EMPUJES LATERALES DEL SUELO PARA MUROS TIPO PANTALLA	3-81
3.11.5.7 EMPUJES APARENTES DEL SUELO PARA MUROS ANCLADOS	3-85
3.11.5.7.1 Suelos no cohesivos	3-86
3.11.5.7.2 Suelos cohesivos	3-87
3.11.5.7.2a Suelos rígidos a duros	3-87
3.11.5.7.2b Suelos blandos a rigidez media	3-88
3.11.5.8 EMPUJES LATERALES DEL SUELO PARA MUROS DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE	3-89
3.11.5.8.1 Requisitos generales	3-89
3.11.5.8.1 Estabilidad interna	3-91
3.11.5.9 EMPUJES LATERALES DEL SUELO PARA MUROS MODULARES PREFABRICADOS	3-91
3.11.6 Sobrecargas: ES y LS	3-93
3.11.6.1 SOBRECARGA UNIFORME (ES)	3-93
3.11.6.2 CARGAS PUNTUALES, LINEALES Y DE FAJA (ES) – MUROS RESTRINGIDOS CONTRA EL MOVIMIENTO	3-93
3.11.6.3 CARGAS DE FAJA (ES) – MUROS FLEXIBLES	3-97
3.11.6.4 SOBRECARGA VIVA (LS)	3-99
3.11.6.5 REDUCCIÓN DE LA SOBRECARGA	3-101
3.11.7 Reducción debida al empuje del suelo	3-101
3.11.8 Fricción negativa	3-101
3.12 SOLICITACIONES PROVOCADAS POR DEFORMACIONES SUPERPUESTAS: TU, TG, SH, CR, SE ...	3-101
3.12.1 Requisitos generales	3-101

3.12.2 Temperatura uniforme	3-101
3.12.2.1 RANGOS DE TEMPERATURA	3-101
3.12.2.2 TEMPERATURA DE FRAGUADO.....	3-102
3.12.2.3 VARIACIÓN ESTACIONAL DE LA TEMPERATURA.....	3-102
3.12.3 Gradiente de temperatura	3-103
3.12.4 Contracción diferencial	3-104
3.12.5 Fluencia lenta	3-105
3.12.6 Asentamiento	3-105
3.13 FUERZAS FRICCIONALES: FR	3-105
3.14 COLISIÓN DE EMBARCACIONES: CV	3-105
3.14.1 Requisitos generales	3-105
3.14.2 Responsabilidad del Propietario	3-106
3.14.3 Categorías según la importancia del puente	3-106
3.14.4 Embarcación de diseño	3-106
3.14.5 Frecuencia anual de colapso	3-107
3.14.5.1 DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIA DE LAS EMBARCACIONES	3-108
3.14.5.2 PROBABILIDAD DE DESVIACIÓN	3-109
3.14.5.2.1 Requisitos generales	3-109
3.14.5.2.2 Método estadístico	3-110
3.14.5.2.3 Método aproximado	3-110
3.14.5.3 PROBABILIDAD GEOMÉTRICA	3-112
3.14.5.4 PROBABILIDAD DE COLAPSO	3-113
3.14.6 Velocidad de colisión de diseño	3-114
3.14.7 Energía de colisión de una embarcación	3-115
3.14.8 Fuerza de colisión de una embarcación en una pila	3-116
3.14.9 Longitud de avería de proa	3-118
3.14.10 Fuerza de colisión de una embarcación en la superestructura	3-119
3.14.10.1 COLISIÓN DE LA PROA	3-119
3.14.10.2 COLISIÓN DE LA CASETA DE CUBIERTA	3-119
3.14.10.3 COLISIÓN DEL MÁSTIL	3-119
3.14.11 Fuerza de colisión de una barcaza en una pila	3-120
3.14.12 Longitud de daño de proa de una barcaza	3-121
3.14.13 Daño en el Estado Límite correspondiente a Evento Extremo	3-122
3.14.14 Aplicación de las fuerzas de impacto	3-122
3.14.14.1 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA	3-122
3.14.14.2 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	3-124
3.14.15 Protección de las subestructuras	3-124
REFERENCIAS	3-125

ESPECIFICACIONES

3.1 ALCANCE

Esta sección especifica requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de carga y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos. Los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes.

En los casos en que se presentan múltiples niveles de exigencia la selección del nivel de diseño será responsabilidad del Propietario.

Se especifica un factor de carga mínimo para las solicitaciones que se pueden desarrollar durante la etapa constructiva. En el Artículo 5.14.2 se especifican requisitos adicionales para la construcción de puentes de hormigón por tramos.

2.2 DEFINICIONES

Empuje activo de las tierras - Presión lateral resultante de la retención de suelo por parte de una estructura o componente que tiende a alejarlo de la masa de suelo.

Cuña de suelo activa - Cuña de suelo que tiende a moverse si no es retenida por una estructura o componente.

Vibración aeroelástica - Respuesta elástica periódica de una estructura frente al viento.

Sistema de ejes - Eje simple o eje tandem.

Berma - Montículo usado para cambiar la dirección o disminuir la velocidad de vehículos o embarcaciones que chocan contra el mismo y para estabilizar terraplenes, taludes o suelos blandos.

Fuerza centrífuga - Fuerza lateral que resulta de un cambio de dirección del movimiento de un vehículo.

Amortiguador - Dispositivo que transfiere y reduce las fuerzas entre los elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura, permitiendo movimientos de origen térmico. El dispositivo provee amortiguación disipando energía bajo cargas sísmicas, cargas de frenado u otras cargas dinámicas.

Vía de gran calado - Vía navegable usada por embarcaciones mercantes con un calado máximo de 4200 a 18.000+ mm.

Carril de diseño - Carril de circulación ideal ubicado transversalmente sobre la carretera.

Calado de diseño - Profundidad del agua correspondiente al nivel medio de aguas altas.

Distorsión - Cambio de la geometría estructural.

Dolfin - Elemento de protección que puede tener su propio sistema de defensa; generalmente es de planta circular y estructuralmente independiente del puente.

Incremento por carga dinámica - Aumento de las solicitaciones estáticas que se aplica para tomar en cuenta la interacción dinámica entre el puente y los vehículos en movimiento.

Fluido equivalente - Sustancia ideal cuya densidad es tal que, a los fines del cálculo, ejercería la misma presión que el suelo que reemplaza.

COMENTARIO

C3.1

Además de las cargas tradicionales, esta sección incluye las solicitaciones provocadas por colisiones, sismos y asentamiento y distorsión de la estructura.

Las colisiones de vehículos y naves, los sismos y la inestabilidad aeroelástica desarrollan solicitaciones que dependen de la respuesta estructural. Por lo tanto, estas solicitaciones no se pueden determinar sin análisis y/o ensayos.

A excepción de los puentes de hormigón por tramos, las cargas constructivas no se proveen, sino que el diseñador debería obtener la información pertinente de los potenciales contratistas.

Expuesto - Condición en la cual una parte de la subestructura o superestructura del puente está sujeta a contacto físico con cualquier parte de la proa, caseta de cubierta o mástil de una embarcación que colisiona con el puente.

Extremo - Un máximo o un mínimo.

Defensa - Elemento de protección fijado al componente estructural a proteger o usado para delimitar canales o redirigir embarcaciones que se han salido de curso.

Cristales de hielo - Hielo resultante de un flujo de agua turbulento.

Global - Correspondiente a la totalidad de la superestructura o a la totalidad del puente.

Superficie de influencia - Función continua o discretizada sobre un tablero de un puente cuyo valor en un punto, multiplicado por una carga actuando perpendicularmente al tablero en dicho punto, permite obtener la sollicitación deseada.

Ley de momentos - Sumatoria estática de los momentos respecto de un punto para calcular la reacción en un segundo punto.

Licuefacción - Pérdida de resistencia al corte de un suelo saturado debido al exceso de presión hidrostática. En suelos no cohesivos saturados, esta pérdida de resistencia puede ser el resultado de cargas aplicadas de manera instantánea o cíclica, particularmente en arenas finas y medianas poco compactas de granulometría uniforme.

Carga - Efecto de una aceleración, incluyendo la aceleración de la gravedad, una deformación impuesta o un cambio de volumen.

Local - Correspondiente a un componente o a un subconjunto de componentes.

Megagramo (Mg) - 1000 kg (una unidad de masa).

Modo de vibración - Forma de deformación dinámica asociada con una frecuencia de vibración.

Vía navegable - Curso de agua que la Guardia Costera de los Estados Unidos ha determinado apto para el comercio interestatal o internacional, según lo descrito en 33CFR205-25.

Carga nominal - Nivel de carga de diseño seleccionado arbitrariamente.

Suelo normalmente consolidado - Suelo en el cual la presión efectiva provocada por la sobrecarga actual es igual a la máxima presión que ha experimentado.

Estabilidad global - Estabilidad de la totalidad del muro de sostenimiento o estructura del estribo; se determina evaluando potenciales superficies de deslizamiento ubicadas fuera de la estructura.

Suelo sobreconsolidado - Suelo que ha sido sometido a una presión mayor que la que actualmente existe.

Relación de sobreconsolidación - $OCR = \frac{\text{Máxima presión de preconsolidación}}{\text{Presión provocada por la sobrecarga de suelo}}$

Empuje pasivo de las tierras - Presión lateral debida a la resistencia que opone el suelo al movimiento lateral de una estructura o componentes hacia el interior de la masa de suelo.

Cargas permanentes - Cargas y fuerzas que permanecen constantes una vez terminada la construcción, o bien aquellas que se supone permanecen constantes.

Vehículo de circulación restringida - Vehículo cuya circulación está restringida por disposiciones administrativas debido a su peso o tamaño.

Sección 3 - Cargas y Factores de Carga

Índice de confiabilidad - Valoración cuantitativa de la seguridad, expresada como la relación de la diferencia entre la resistencia media y la sollicitación media sobre la desviación estándar combinada de la resistencia y la sollicitación.

Sujetadores - Sistema de cables o varillas de alta resistencia que transfiere fuerzas entre elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas u otras cargas dinámicas luego de un relajamiento inicial, a la vez que permite movimientos de origen térmico.

Ancho de calzada - Espacio libre entre barreras y/o cordones.

Temperatura de fraguado - Temperatura media de una estructura, usada para determinar las dimensiones de una estructura cuando se añade o coloca un componente.

Vía de poco calado - Vía navegable usada fundamentalmente por embarcaciones tipo barcaza con un calado máximo menor que 2700 a 3000 mm.

Unidad de transmisión de impacto (STU, Shock Transmission Unit) - Dispositivo que proporciona una unión rígida temporaria entre elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas, de frenado u otras cargas dinámicas, a la vez que permite movimientos de origen térmico.

Barrera estructuralmente continua - Barrera, o cualquier parte de la misma, que se interrumpe sólo en las juntas del tablero.

Subestructura - Componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal.

Superestructura - Componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal.

Sobrecarga de suelo - Carga usada para modelar el peso del relleno u otras cargas aplicadas a la parte superior del material retenido.

Tandem - Dos ejes poco separados, generalmente conectados a un carro inferior, que ayuda a distribuir la carga de manera equitativa.

Ángulo de fricción de un muro - Ángulo cuya arco-tangente representa la fricción aparente entre un muro y una masa de suelo.

Rueda - Neumático simple o dual ubicado en el extremo de un eje.

Línea de ruedas - Agrupación de ruedas transversal o longitudinal.

3.3 SIMBOLOGÍA

3.3.1 General

- A = sección en planta de un témpano de hielo (mm²); coeficiente de aceleración sísmica; profundidad del gradiente de temperatura (mm) (C3.9.2.3) (3.10.2) (3.12.3)
- AF = frecuencia anual de colapso de un elemento del puente (Número/Año) (C3.14.4)
- a = longitud de desaceleración uniforme en frenado (mm); distancia truncada (mm); longitud media de daño de proa (mm) (C3.6.4) (C3.9.5) (C3.14.9)
- a_B = longitud de daño de proa de una barcaza de compuerta normalizada (mm) (3.14.11)
- a_s = longitud de daño de proa de un buque (mm) (3.14.9)
- B' = ancho de zapata equivalente (mm) (3.11.6.3)
- B_e = ancho de excavación (mm) (3.11.5.7.2b)
- B_M = manga (ancho) de una barcaza, remolcadores de barcaza, y barcos (mm) (C3.14.5.1)
- B_P = ancho de un estribo de puente (mm) (3.14.5.3)
- BR = fuerza de frenado vehicular; tasa básica de desviación de una embarcación (3.3.2) (3.14.5.2.3)

- b = coeficiente de fuerza de frenado; ancho de un elemento de muro vertical discreto (mm) (C3.6.4) (3.11.5.6)
- b_f = ancho de la carga aplicada o zapata (mm) (3.11.6.3)
- C = coeficiente para calcular fuerzas centrífugas; constante para condiciones del terreno relacionada con la exposición al viento (3.6.3) (C3.8.1.1)
- C_a = coeficiente para la fuerza debida a la trituración del hielo (3.9.2.2)
- C_D = coeficiente de arrastre ($s^2 N/m^4$) (3.7.3.1)
- C_H = coeficiente de masa hidrodinámica (3.14.7)
- C_L = coeficiente de arrastre lateral (C3.7.3.1)
- C_n = coeficiente para inclinación del borde de ataque para calcular F_b (3.9.2.2)
- C_{sm} = coeficiente de respuesta elástica sísmica para el modo de vibración m (3.10.1)
- c = cohesión del suelo (MPa) (3.11.5.4)
- c_f = distancia entre la parte posterior de la cara de un muro y el frente de una carga aplicada o zapata (mm) (3.11.6.3)
- D = profundidad de empotramiento para una pantalla permanente con elementos verticales discretos (mm) (3.11.5.6)
- D_B = profundidad de proa (mm) (C3.14.5.1)
- D_E = profundidad mínima de recubrimiento de suelo (mm) (3.6.2.2)
- D_o = profundidad de empotramiento calculada para proporcionar equilibrio para pantallas con elementos verticales continuos por el método simplificado (mm) (3.11.5.6)
- DWT = tamaño de una embarcación en base a su tonelaje de peso muerto (Mg) (C3.14.1)
- D_1 = ancho efectivo de la carga aplicada a cualquier profundidad (mm) (3.11.6.3)
- d = profundidad de la potencial superficie de falla debajo de la base de la excavación (mm); distancia horizontal entre la parte posterior de la cara de un muro y la línea de centro de una carga aplicada (mm) (3.11.5.7.2b) (3.11.6.3)
- E = Módulo de Young (MPa) (C3.9.5)
- E_B = energía de deformación (joule) (C3.14.11)
- e' = excentricidad de la carga sobre una zapata (mm) (3.11.6.3)
- F = fuerza longitudinal sobre una pila provocada por un témpano de hielo (N); fuerza requerida para que falle una capa de hielo (N/mm); fuerza en la base de una pantalla requerida para que haya equilibrio de fuerzas (N/mm) (3.9.2.2) (C3.9.5) (3.11.5.6)
- F_b = fuerza horizontal debida a la trituración del hielo por flexión (N) (3.9.2.2)
- F_c = fuerza horizontal debida a la trituración del hielo (N) (3.9.2.2)
- FS_{BH} = factor de seguridad contra levantamiento de la base (C3.11.5.6)
- F_t = fuerza transversal sobre la pila debida al flujo de hielo (N) (3.9.2.4.1)
- F_v = fuerza vertical del hielo debida a la adherencia (N) (3.9.5)
- F_1 = fuerza lateral debida al empuje del suelo (N/mm) (3.11.6.3)
- F_2 = fuerza lateral debida a la sobrecarga vehicular (N/mm) (3.11.6.3)
- g = aceleración de la gravedad (m/s) (3.6.3)
- H = resistencia última de un elemento del puente (N); altura final de un muro de sostenimiento (mm); profundidad total de excavación (mm); resistencia de un componente del puente frente a una fuerza horizontal (N) (3.14.5.4) (C3.11.1) (3.11.5.7.1) (3.14.5.4)
- H_L = profundidad del cabecero de una barcaza en su proa (mm) (3.14.14.1)
- H_p = resistencia última de una pila de puente (N) (3.14.5.4)
- H_s = resistencia última de la superestructura del puente (N) (3.14.5.4)
- H_1 = distancia entre la superficie del terreno y el tirante ubicado a mayor altura (mm) (3.11.5.7.1)
- H_{n+1} = distancia desde la base de la excavación y el tirante ubicado a menor altura (mm) (3.11.5.7.1)
- h = altura ideal del diagrama de empuje del suelo (mm) (3.11.5.7)
- h_{eq} = altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm) (3.11.6.4)

Sección 3 - Cargas y Factores de Carga

- IM = incremento por carga dinámica (C3.6.1.2.5)
- KE = energía de impacto de diseño correspondiente a la colisión de una embarcación (joule) (3.14.7)
- K_1 = factor de reducción de la fuerza de hielo para cursos de agua pequeños (C3.9.2.3)
- k = coeficiente de empuje lateral del suelo (3.11.6.2)
- k_a = coeficiente de empuje lateral activo del suelo (3.11.5.1)
- k_o = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo (3.11.5.1)
- k_p = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo (3.11.5.1)
- k_s = coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga de suelo (3.11.6.1)
- L = perímetro de una pila (mm); longitud de los elementos de refuerzo del suelo en una estructura de tierra estabilizada mecánicamente (mm); longitud de una zapata (mm) (3.9.5) (3.11.5.8) (3.11.6.3)
- ℓ = longitud característica (mm); separación entre centros de los elementos de muro vertical (mm) (C3.9.5) (3.11.5.6)
- LOA = longitud total de un buque o remolcador de barcasas incluyendo el remolcador (mm) (3.14.4.2)
- M = masa de una embarcación (Mg) (3.14.7)
- m = factor de presencia múltiple (3.6.1.1.2)
- N = número de pasajes de embarcaciones en una dirección navegando debajo del puente (Número/Año) (3.14.5)
N = número de estabilidad (3.11.5.6)
- N_s = número de estabilidad (3.11.5.6)
- OCR = relación de sobreconsolidación (3.11.5.2)
- P = máxima fuerza vertical para una única cuña de hielo (N); carga resultante del impacto de una embarcación (N); carga de rueda concentrada (N); intensidad de sobrecarga viva; carga puntual (N) (C3.9.5) (3.14.5.4) (C3.6.1.2.5) (C3.11.6.2) (3.11.6.1)
- PA = probabilidad de desviación de una embarcación (3.14.5)
- P_a = fuerza resultante por unidad de ancho de muro (N/mm) (3.11.5.8.1)
- P_B = fuerza de impacto de una barcaza correspondiente a una colisión frontal entre la proa de la barcaza y un objeto rígido (N); presión básica del viento correspondiente a una velocidad del viento de 160 km/h (MPa) (3.14.11) (3.8.1.2)
- \bar{P}_B = fuerza media de impacto estática equivalente de una barcaza resultante del Estudio de Meir-Dornberg (N) (C3.14.11)
- P_{BH} = fuerza de impacto de la colisión de la proa de un buque contra una superestructura rígida (N) (3.14.10.1)
- PC = probabilidad de colapso de un puente (3.14.5)
- P_D = presión de viento de diseño (MPa) (3.8.1.2.1)
- P_{DH} = fuerza de impacto de la caseta de cubierta de un buque contra una superestructura rígida (N) (3.14.5.4)
- PG = probabilidad geométrica de que una embarcación colisione con una pila o tramo de un puente (3.14.5)
- P_H = fuerza lateral debida a la superestructura u otras cargas laterales concentradas (N/mm) (3.11.6.3)
- P_h = componente horizontal de la resultante del empuje del suelo sobre el muro (N/mm) (3.11.5.5)
- P_{MT} = fuerza de impacto del mástil de un buque contra una superestructura rígida (N) (3.14.5.4)
- P_p = empuje pasivo del suelo (N/mm) (3.11.5.4)
- P_S = fuerza de impacto de la colisión frontal de la proa de un buque contra un objeto rígido (N) (3.14.5.4)
- P_v = componente vertical de la resultante del empuje del suelo sobre el muro (N/mm); carga por mm linear de zapata corrida (N/mm) (3.11.5.5) (3.11.6.3)
- $P_{v'}$ = carga sobre una zapata aislada rectangular o carga puntual (N) (3.11.6.3)
- p = resistencia efectiva a la trituración del hielo (MPa); presión de flujo del agua (MPa); empuje básico del suelo (MPa); fracción de tráfico correspondiente a camiones en un único carril; intensidad de carga (MPa) (3.9.2.2) (3.7.3.1) (3.11.5.1) (3.6.1.4.2) (3.11.6.1)
- p_a = empuje aparente del suelo (MPa); máxima ordenada del diagrama de presiones (MPa) (3.11.5.3) (3.11.5.7.1)
- p_p = empuje pasivo del suelo (MPa) (3.11.5.4)

- Q = carga mayorada total; intensidad de carga para carga lineal de longitud infinita (N/mm) (3.4.1) (3.11.6.2)
- Q_i = solicitaciones (3.4.1)
- q = presión provocada por la sobrecarga de suelo (MPa) (3.11.6.3)
- q_s = presión provocada por la sobrecarga de suelo uniforme (MPa) (3.11.6.1)
- R = radio de curvatura (mm); radio de una pila circular (mm); factor de modificación de la respuesta sísmica; factor de reducción del empuje pasivo lateral del suelo; distancia radial entre el punto de aplicación de una carga y un punto en el muro (mm); fuerza de reacción a ser resistida por la subrasante debajo de la base de la excavación (N/mm) (3.6.3) (3.9.5) (3.10.7.1) (3.11.5.4) (3.11.6.1) (3.11.5.7.1)
- R_B = factor de corrección de PA para ubicación del puente (3.14.5.2.3)
- R_{BH} = relación entre la altura expuesta de la superestructura y la altura total de la proa de un buque (3.14.10.1)
- R_c = factor de corrección de PA para corrientes paralelas a la dirección de recorrido de las embarcaciones (3.14.5.2.3)
- R_D = factor de corrección de PA para densidad de tránsito de embarcaciones (3.14.5.2.3)
- R_{DH} = factor de reducción para la fuerza de colisión de la caseta de cubierta de una embarcación (3.14.10.2)
- R_{XC} = factor de corrección de PA para corrientes cruzadas actuando perpendicularmente al recorrido de las embarcaciones (3.14.5.2.3)
- r = radio del borde de ataque de una pila (mm) (C3.9.2.3)
- S = coeficiente relacionado con las condiciones in situ a emplear en la determinación de las cargas sísmicas (3.10.5.1)
- S_f = índice de congelamiento (C3.9.2.2)
- S_m = resistencia al corte de una masa rocosa (MPa) (3.11.5.6)
- S_u = resistencia al corte de un suelo cohesivo no drenado (MPa) (3.11.5.6)
- S_{ub} = resistencia al corte del suelo no drenado debajo de la base de la excavación (MPa) (3.11.5.7.2b)
- S_v = separación vertical de las armaduras (mm) (3.11.5.8.1)
- T = temperatura media diaria del aire (°C) (C3.9.2.2)
- T_{hi} = carga horizontal en el anclaje i (N/mm) (3.11.5.7.1)
- T_m = período de vibración para el modo m (s) (3.10.6.1)
- T_{max} = carga aplicada a las armaduras en un muro de tierra estabilizado mecánicamente (N/mm) (3.11.5.8.2)
- t = espesor de hielo (mm); espesor de un tablero (mm) (3.9.2.2) (3.12.3)
- V = velocidad del agua de diseño (m/s); velocidad de diseño de impacto de una embarcación (m/s) (3.7.3.1) (3.14.6)
- V_B = velocidad básica del viento tomada como 160 km/h (3.8.1.1)
- V_C = componente de la corriente de agua que actúa paralela a la dirección de recorrido de las embarcaciones (km/h) (3.14.5.2.3)
- V_{DZ} = velocidad del viento de diseño la altura de diseño Z (km/h) (3.8.1.1)
- V_{MIN} = mínima velocidad de impacto de diseño tomada no menor que la velocidad media anual de la corriente para el sitio de emplazamiento del puente (km/h) (3.14.6)
- V_T = velocidad de circulación de las embarcaciones en el canal navegable (km/h) (3.14.6)
- V_{xc} = componente de la corriente de agua que actúa perpendicular a la dirección de recorrido de las embarcaciones (km/h) (3.14.5.2.3)
- V_0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h) (3.8.1.1)
- V_{10} = velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o el agua (km/h) (3.8.1.1)
- v = velocidad de diseño de la carretera (m/s) (3.6.3)
- w = ancho libre de la carretera (mm); ancho de una pila al nivel que actúa el hielo (mm); densidad del agua (kg/m³) (3.6.1.1.1) (3.9.2.2) (C3.7.3.1)
- X = distancia horizontal entre el respaldo de un muro y un punto de aplicación de la carga (mm); distancia entre un elemento del puente y el eje del recorrido de las embarcaciones (mm) (3.11.6.2) (3.14.6)

Sección 3 - Cargas y Factores de Carga

- X_c = distancia entre el borde del canal y el eje del recorrido de las embarcaciones (mm) (3.14.6)
- X_L = distancia a partir del eje del recorrido de las embarcaciones igual a $3 \times LOA$ (mm) (3.14.6)
- X_1 = distancia entre el respaldo del muro y el inicio de la carga lineal (mm) (3.11.6.2)
- X_2 = longitud de la carga lineal (mm) (3.11.6.2)
- Z = altura de la estructura sobre el terreno o nivel del agua > 10.000 mm (mm); profundidad debajo de la superficie del suelo; profundidad desde la superficie del terreno hasta un punto en el muro considerado (mm); distancia vertical entre el punto de aplicación de una carga y la altura de un punto en el muro considerado (mm) (3.8.1.1) (3.11.6.3) (3.11.6.2)
- Z_0 = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento (mm) (3.8.1.1)
- Z_2 = profundidad donde el ancho efectivo interseca el respaldo del muro (mm) (3-11.6-3)
- z = profundidad debajo de la superficie del relleno (mm) (3.11.5.1)
- α = constante para condiciones del terreno relacionada con la exposición al viento; coeficiente para condición de hielo local; inclinación del borde de ataque de una pila con respecto a un eje vertical (grados); inclinación del respaldo de un muro respecto de un eje vertical (grados); ángulo formado por un muro de cimentación y una línea que conecta el punto en el muro considerado con un punto en la esquina inferior de la zapata más próxima al muro (radianes) (C3.8.1.1) (C3.9.2.2) (3.9.2.2) (C3.11.5.3) (3.11.6.2)
- B = pendiente ideal del relleno (grados) (3.11.5.8.1)
- β = índice de seguridad; ángulo del borde de ataque en un plano horizontal usado para calcular las fuerzas de hielo transversales (grados); pendiente de la superficie del relleno detrás de un muro de sostenimiento; {+ para pendiente ascendente desde el muro; - para pendiente descendente desde el muro} (grados) (C3.4.1) (3.9.2.4.1) (3.11.5.3)
- β' = pendiente de la superficie del terreno frente a un muro {+ para pendiente ascendente desde el muro; - para pendiente descendente desde el muro} (grados) (3.11.5.6)
- γ = factores de carga; densidad de los materiales (kg/m^3); densidad del agua (kg/m^3); densidad del suelo (kg/m^3) (C3.4.1) (3.5.1) (C3.9.5) (3.11.5.1)
- γ_s = densidad del suelo (kg/m^3) (3.11.5.1)
- γ'_s = densidad efectiva del suelo (kg/m^3) (3.11.5.6)
- γ_{EQ} = factor de carga para sobrecarga aplicada simultáneamente con cargas sísmicas (3.4.1)
- γ_{eq} = densidad de fluido equivalente del suelo (kg/m^3) (3.11.5.5)
- γ_i = factor de carga (3.4.1)
- γ_p = factor de carga para cargas permanentes (3.4.1)
- γ_{SE} = factor de carga para asentamiento (3.4.1)
- γ_{TG} = factor de carga para gradiente de temperatura (3.4.1)
- Δ = movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo o máximo empuje pasivo por inclinación o traslación lateral (mm) (C3.11.1)
- Δ_p = empuje horizontal constante del suelo debido a una sobrecarga uniforme (MPa) (3.11.6.1)
- Δ_{pH} = distribución constante del empuje horizontal sobre el muro resultante de diversos tipos de sobrecargas de suelo (MPa) (3.11.6.2)
- $\Delta\sigma_H$ = presión horizontal debida a la sobrecarga de suelo (MPa) (3.11.6.3)
- $\Delta\sigma_V$ = presión vertical debida a la sobrecarga de suelo (MPa) (3.11.6.3)
- δ = ángulo de una cuña de hielo truncada (grados); ángulo de fricción entre relleno y muro (grados); ángulo entre el muro de cimentación y una línea que conecta el punto del muro considerado con un punto en la esquina inferior de la zapata más alejada del muro (radianes) (C3.9.5) (3.11.5.3) (3.11.6.2)
- η = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2; desplome de la cara del muro (3.4.1) (3.11.5.9)
- θ = ángulo del respaldo de un muro respecto de la horizontal (grados); ángulo de un codo o curva del cauce (grados); ángulo entre la dirección de flujo de la corriente y el eje longitudinal de la pila (grados) (3.11.5.3) (3.14.5.2.3) (3.7.3.2)
- θ_f = ángulo de fricción entre un témpano de hielo y una pila (grados) (3.9.2.4.1)

- σ = desviación estándar de la distribución normal (3.14.5.3)
- σ_T = resistencia a la tracción del hielo (MPa) (C3.9.5)
- ν = coeficiente de Poisson (3.11.6.2)
- ϕ = factores de resistencia (C3.4.1)
- ϕ_f = ángulo de fricción interna (grados) (3.11.5.4)
- ϕ_f' = ángulo efectivo de fricción interna (grados) (3.11.5.2)
- ϕ_r = ángulo de fricción interna de un relleno reforzado (grados) (3.11.6.3)
- ϕ_s' = ángulo de fricción interna del suelo retenido (grados) (3.11.5.6)

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

3.3.2 Cargas y denominación de las cargas

Se considerarán las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- Cargas permanentes

- DD = fricción negativa (downdrag)
- CC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
- DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
- EH = empuje horizontal del suelo
- EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, **incluyendo las fuerzas secundarias del postesado**
- ES = sobrecarga de suelo
- EV = empuje vertical del peso propio del suelo de relleno

- Cargas transitorias

- BR = fuerza de frenado de los vehículos
- CE = fuerza centrífuga de los vehículos
- CR = fluencia lenta (creep)
- 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
- 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

ESPECIFICACIONES

WL = viento sobre la sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

3.4 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS

3.4.1 Factores de carga y combinaciones de cargas

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (3.4.1-1)$$

donde

η = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2

Q_i = sollicitaciones de las cargas aquí especificadas

γ_i = factores de carga especificados en las Tablas 1 y 2

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la Ecuación 1.3.2.1-1 para las combinaciones aplicables de sollicitaciones extremas mayoradas según lo especificado en cada uno de los siguientes estados límites:

- RESISTENCIA I: Combinación de cargas básicas que se relaciona con el uso del puente por parte de vehículos normales, sin viento.
- RESISTENCIA II: Combinación de cargas que se relaciona con 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 para el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- RESISTENCIA IV: Combinación de cargas para relaciones muy elevadas entre las sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

COMENTARIO

C3.4.1

Los antecedentes de los factores de carga aquí especificados, junto con los factores de resistencia especificados en otras secciones de estas Especificaciones se desarrollan en el trabajo de Nowak (1992).

Un valor reducido de 0,50 (aplicable a todas las combinaciones de cargas de resistencia) especificadas para TU, CR y SH que se usa al calcular sollicitaciones diferentes a los desplazamientos en el estado límite de resistencia, representa una reducción anticipada de estas sollicitaciones en combinación con la respuesta inelástica de la estructura. El cálculo de desplazamientos para estas cargas emplea un valor mayor que 1,0 para evitar juntas y apoyos subdimensionados. Al momento de preparar este informe el efecto y la importancia del gradiente de temperatura aún no resulta del todo claro. Para mayor información consultar el Artículo C3.12.3.

No se debe asumir que el vehículo de circulación restringida es el único vehículo sobre el puente a menos que esto se asegure mediante un adecuado control del tráfico. **Ver Artículo 4.6.2.2.4 sobre tráfico simultáneo sobre el puente.**

En presencia de velocidades de viento más elevadas los vehículos se vuelven más inestables. Por lo tanto, los vientos elevados impiden la presencia de una sobrecarga importante sobre el puente.

El proceso de calibración normalizado para el estado límite de resistencia consiste en probar diferentes combinaciones de factores de carga y resistencia en una variedad de puentes y sus componentes. Las combinaciones con las cuales se obtiene un índice de

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

seguridad próximo al valor deseado o meta $\beta = 3,5$ se retienen para su potencial aplicación. Entre estas combinaciones se eligen factores de carga constantes y los correspondientes factores de resistencia ϕ para cada tipo de componente estructural que refleje su uso.

Este proceso de calibración se ha realizado para una gran cantidad de puentes con longitudes no mayores que 60.000 mm. Para los componentes primarios de puentes de grandes dimensiones, la relación entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y aquellas provocadas por la sobrecarga es bastante elevada, y podría dar por resultado un conjunto de factores de resistencia diferentes a los que se aplican para puentes pequeños y medianos. Se cree que es más práctico investigar un caso de carga adicional antes que exigir el uso de dos conjuntos de factores de resistencia con los factores de carga indicados en la Combinación de Cargas para Resistencia I, dependiendo de las demás cargas permanentes presentes. Se han realizado controles puntuales en algunos puentes de longitudes de hasta 183.000 mm, y pareciera que la Combinación de Cargas IV será determinante cuando la relación entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las solicitaciones provocadas por las sobrecargas es mayor que alrededor de 7,0.

• RESISTENCIA V: Combinación de cargas que se relaciona con el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

• EVENTO EXTREMO I: Combinación de cargas que incluye sismos.

Aunque este estado límite incluye las cargas hidráulicas, WA, las solicitaciones provocadas por WA son considerablemente menos significativas que los efectos sobre la estabilidad de la estructura provocados por la degradación. Por lo tanto, a menos que las condiciones específicas del predio determinen lo contrario, las profundidades de socavación local en las pilas y de la socavación por contracción no se deberían incluir en el diseño. Sin embargo, se deberían considerar los efectos debidos a la degradación del cauce. La superposición de sobrecarga y carga sísmica se discute en otros párrafos de este artículo.

• 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.

Se cree que el intervalo de recurrencia de los eventos extremos es mayor que la vida de diseño.

La probabilidad de la ocurrencia conjunta de estos eventos es extremadamente baja y, por lo tanto, se especifica que estos eventos se apliquen de forma independiente. Bajo estas condiciones extremas se anticipa que la estructura sufrirá deformaciones inelásticas considerables mediante las cuales se espera que se alivien las tensiones residuales debidas a TU, TG, CR, SH y SE.

El factor para sobrecarga igual a 0,50 significa que es

ESPECIFICACIONES

- **SERVICIO I:** Combinación de cargas que se relaciona con la operación normal del puente con un viento de 90 km/h tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deformaciones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería usar para investigar la estabilidad de taludes.
- **SERVICIO II:** Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento provocado por la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- **SERVICIO III:** Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en estructuras de hormigón pretensado, con el objetivo de controlar la fisuración.
- **FATIGA I:** Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionada con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en el Artículo 3.6.1.4.1.

En la Tabla 1 se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas dada. Se deberán

COMENTARIO

baja la probabilidad que ocurran simultáneamente la máxima sobrecarga vehicular (a excepción de CT) y los eventos extremos.

En los componentes de hormigón pretensado la compresión se investiga usando esta combinación. En los componentes de hormigón pretensado para investigar las tensiones de tracción se usa la combinación Servicio II.

Esta combinación de cargas corresponde al requisito de sobrecarga para estructuras de acero incluidas en ediciones anteriores de las Especificaciones AASHTO, y sólo es aplicable a las estructuras de acero. Desde el punto de vista del nivel de carga, esta combinación está aproximadamente a mitad de camino entre las usadas para los Estados Límites de Servicio I y Resistencia I.

La sobrecarga especificada en estas Especificaciones refleja, entre otras cosas, los límites de peso establecidos por diferentes jurisdicciones. Los vehículos permitidos bajo estos límites entraron en servicio muchos años antes de 1993. No existe evidencia a nivel nacional que indique que estos vehículos han provocado fisuración inaceptable en los componentes de hormigón pretensado existentes. Desde el punto de vista estadístico, el factor 0,80 para sobrecarga indica que se anticipa que el evento ocurrirá alrededor de una vez al año en el caso de puentes con dos carriles de circulación, menos frecuentemente en los puentes con más de dos carriles, y alrededor de una vez al día en los puentes con un único carril de circulación.

El factor de carga, aplicado a un único camión de diseño, refleja un nivel de carga que se considera representativo del universo de camiones con respecto a una gran cantidad de ciclos de tensiones y a sus efectos acumulativos en los elementos, componentes y conexiones de acero.

Este artículo recalca el método tradicional de seleccionar combinaciones de cargas para obtener solicitaciones extremas realistas, y su intención es

ESPECIFICACIONES

investigar todos los subconjuntos relevantes de las combinaciones de cargas. Para cada combinación de cargas, todas las cargas indicadas y relevantes para el componente que se está diseñando, incluyendo todas las solicitaciones significativas debidas a la distorsión, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple especificado en el Artículo 3.6.1.1.2 si corresponde. Los productos se deberán sumar de la manera especificada en la Ecuación 1.3.2.1-1 y multiplicar por los modificadores de las cargas especificados en el Artículo 1.3.2.

Los factores se seleccionarán de manera de producir la solicitación total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se investigarán tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En las combinaciones de cargas en las cuales una solicitación reduce otra solicitación, a la carga que reduce la solicitación se le aplicará el valor mínimo. Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes se deberá seleccionar de la Tabla 2 el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o capacidad portante de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

El mayor valor de los dos valores especificados como factores de carga para TU, CR y SH se deberá usar para las deformaciones, y el menor valor para las demás solicitaciones.

La evaluación de la estabilidad global de rellenos retenidos, así como de taludes de tierra con o sin unidad de fundación poco o muy profunda, se debería hacer usando la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I y un factor de resistencia adecuado según lo especificado en los Artículos 10.5.2 y 11.5.6.

Para las estructuras tipo caja formadas por placas estructurales que satisfacen los requisitos del Artículo 12.9, el factor de sobrecarga para las sobrecargas vehiculares LL e IM se deberá tomar igual a 2,0.

COMENTARIO

aclara el tema de la variabilidad de las cargas permanentes y sus efectos. Como siempre, el Propietario o el Diseñador pueden determinar que no todas las cargas de una combinación de cargas dadas son aplicables a la situación en estudio.

Este documento reconoce que la magnitud real de las cargas permanentes también puede ser menor que el valor nominal. Esto cobra importancia cuando la carga permanente reduce las solicitaciones de las cargas transitorias.

Se ha observado que es más probable que las caras permanentes sean mayores que el valor nominal, y no que sean menores que dicho valor.

En la aplicación de cargas permanentes, las solicitaciones provocadas por cada uno de los seis tipos de cargas especificados se deberían investigar de forma independiente. No es necesario asumir que un tipo de carga varía según el tramo, longitud o componente del puente. Por ejemplo, al investigar la el levantamiento del apoyo de una viga continua, no sería correcto usar el factor de carga máximo para cargas permanentes en los tramos que producen reacción negativa y el factor de carga mínimo en los tramos que producen reacción positiva. Consideremos la investigación del levantamiento. El levantamiento, que en las ediciones anteriores de las Especificaciones AASHTO era tratado como un caso de carga independiente, ahora se transforma en una combinación de cargas para un estado límite de resistencia. Si una carga permanente produce levantamiento, esta carga se tendría que multiplicar por el factor de carga máximo, independientemente del tramo en el cual esté ubicada. Si otra carga permanente reduce el levantamiento, se tendría que multiplicar por el factor de carga mínimo, independientemente del tramo en que esté ubicada. Por ejemplo, para el Estado Límite de Resistencia I si la reacción a la carga permanente es positiva y la sobrecarga puede producir una reacción negativa, la combinación de cargas sería $0,9DC + 0,65DW + 1,75 (LL + IM)$. Si ambas reacciones fueran negativas la combinación sería $1,25DC + 1,50DW + 1,75 (LL + IM)$. Para cada solicitación puede ser necesario investigar ambas combinaciones extremas aplicando el factor de carga mayor o el factor de carga menor, según sea adecuado. Las sumatorias algebraicas de estos productos son las solicitaciones totales para las cuales se debería diseñar el puente y sus componentes.

Aplicando estos criterios para la evaluación a la resistencia al resbalamiento de muros:

- La carga correspondiente al empuje vertical del suelo en el respaldo de un muro de sostenimiento en voladizo se debería multiplicar por γ_{pmin} (1,00) y el peso de la estructura se debería multiplicar por γ_{pmin} (0,90) ya que estas fuerzas provocan un aumento de la presión de contacto (y resistencia al corte) en la

ESPECIFICACIONES

Los factores de carga para gradiente de temperatura, γ_{TG} , y asentamiento, γ_{SE} , se deberían considerar en base a las características específicas de cada proyecto. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{TG} se puede tomar como:

- 0,0 en los estados límites de resistencia y evento extremo,
- 1,0 en el estado límite en el cual no se considera la sobrecarga, y
- 0,50 en el estado límite en el cual se considera la sobrecarga.

Para los puentes construidos por segmentos se deberá investigar la siguiente combinación en el estado límite de servicio:

$$DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TG + EL \quad (3.4.1-2)$$

El factor de carga para sobrecarga en la combinación correspondiente a Evento Extremo I, γ_{EQ} , se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto.

COMENTARIO

base del muro y la fundación.

- La carga correspondiente al empuje horizontal del suelo en un muro de sostenimiento en voladizo se debería multiplicar por γ_{pmax} (1,50) para una distribución activa del empuje del suelo, ya que la fuerza provoca una fuerza de resbalamiento más crítica en la base del muro.

De manera similar, los valores de γ_{pmax} para peso de la estructura (1,25), carga de suelo vertical (1,35) y empuje activo horizontal (1,50) representarían la combinación de cargas crítica para la evaluación de la capacidad portante de una fundación.

En todas las combinaciones de cargas las cargas hidráulicas y friccionales se incluyen a sus respectivos valores nominales.

Para la fluencia lenta y contracción se deberían usar los valores nominales especificados. Para las cargas de fricción, asentamiento e hidráulicas es necesario investigar tanto los valores mínimos como los máximos para producir las combinaciones de cargas extremas.

El factor de carga para gradiente de temperatura se debería determinar en base a:

- El tipo de estructura y
- El estado límite investigado.

De forma tradicional pero no necesariamente correcta, las construcciones con vigas cajón abiertas y múltiples vigas cajón de acero se han diseñado sin considerar los gradientes de temperatura, es decir, $\gamma_{TG} = 0,0$.

Las ediciones anteriores de las Especificaciones usaban $\gamma_{EQ} = 0,0$. Este tema aún no ha sido resuelto. Se debería considerar la posibilidad de sobrecarga parcial, es decir, $\gamma_{EQ} < 1,0$ con sismos. La aplicación de la regla de Turkstra para combinar cargas no relacionadas indica que $\gamma_{EQ} = 0,50$ es razonable para un amplio rango de valores de tráfico medio diario de camiones (ADTT, *average daily truck traffic*).

La Tabla 2 no contiene un factor de carga para el empuje pasivo lateral porque el empuje pasivo lateral del suelo es estrictamente una resistencia y no una carga. En el Artículo C10.5.4 se discute la selección de un

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

factor de resistencia para el empuje pasivo lateral.

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de cargas y Factores de carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar uno de estos por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	Y_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	Y_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	Y_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV Sólo EH, EV, ES, DW, DC	Y_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	Y_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	Y_p	Y_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	Y_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
FATIGA Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componente y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• <u>Estabilidad global</u>	<u>1,00</u>	<u>N/A</u>
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

ESPECIFICACIONES

3.4.2 Factores de carga para cargas constructivas

Los factores de carga para el peso de la estructura y los accesorios no se deberán tomar menores que 1,25

A menos que el Propietario especifique lo contrario, el factor de carga para las cargas constructivas, para equipos y para efectos dinámicos no deberá ser menor que 1,5. El factor de carga para viento no deberá ser menor que 1,25. Todos los demás factores de carga se deberán tomar como 1,0.

3.4.3 Factores de carga para fuerzas de tesado y postesado

3.4.3.1 FUERZAS DE TESADO

A menos que el Propietario especifique lo contrario, las fuerzas de diseño para tesado en servicio no deberán ser menores que 1,3 por la reacción correspondiente a la carga permanente en el apoyo, adyacente al punto de tesado.

Si el puente no estará cerrado al tráfico durante la operación de tesado, la carga de tesado también deberá incluir una reacción a la sobrecarga consistente con el mantenimiento del plan de tráfico, multiplicada por el factor de fuerza correspondiente a sobrecarga.

3.4.3.2 FUERZA PARA LAS ZONAS DE ANCLAJE DE POSTESADO

La fuerza de diseño para las zonas de anclaje de postesado se deberá tomar como 1,2 por la máxima fuerza de tesado.

3.5 CARGAS PERMANENTES

3.5.1 Cargas permanentes: DC, DW y EV

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio fijadas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden usar las densidades especificadas en la Tabla 1.

COMENTARIO

C3.4.2

Los factores de carga aquí presentados no deberían disminuir la responsabilidad del contratista por la seguridad y el control de daños durante la construcción.

C3.5.1

La Tabla 1 lista densidades tradicionales. La densidad de los materiales granulares depende del grado de compactación y el contenido de agua. La densidad del hormigón depende fundamentalmente de la densidad de los agregados, la cual varía según la ubicación y la granulometría. Los valores incluidos para madera incluyen la masa de los conservantes obligatorios. La masa de los rieles para tránsito, etc. sólo se debe usar para el diseño preliminar.

Las densidades indicadas en kg/m^3 y kg/mm^3 corresponden a unidades de masa, no a unidades de fuerza. Para convertir a la unidad de fuerza N/m^3 multiplicar por un valor constante de la aceleración de la

ESPECIFICACIONES

Tabla 3.5.1-1 – Densidades

MATERIAL		DENSIDAD (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactada		1925
Hormigón	Baja densidad	1775
	Baja densidad y arena	1925
	Peso normal	2400
Arena, limo o grava suelta		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
ELEMENTO		MASA POR UNIDAD DE LONGITUD Kg/mm
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

COMENTARIO

gravedad $g = 9,8066 \text{ m/seg}^2$ y considerar la unidad kgm/seg^2 como un Newton.

ESPECIFICACIONES**3.5.2 Cargas de suelo: EH, ES y DD**

Las cargas correspondientes a empuje del suelo, sobrecarga de suelo y fricción negativa serán como se especifica en el Artículo 3.11.

3.6 SOBRECARGAS VIVAS**3.6.1 Sobrecargas gravitatorias: LL y PL****3.6.1.1 SOBRECARGA VEHICULAR****3.6.1.1.1 Número de carriles de diseño****COMENTARIO****C3.6.1.1.1**

En general el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada, en mm, entre

ESPECIFICACIONES

cordones y/o barreras. También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se tomará como el ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

3.6.1.1.2 Presencia múltiple de sobrecargas

Los requisitos de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se usa un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Si se usan los factores de distribución aproximados de los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, en vez de la ley de momentos y el método estadístico, las solicitaciones se deberán dividir por 1,20.

A menos que en este documento se especifique lo contrario, la solicitud extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicadas por un correspondiente factor de presencia múltiple para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. En ausencia de datos específicos del predio, los valores de la Tabla 1:

- Se deberán usar al investigar el caso de un carril cargado,
- Se podrán usar al investigar el caso de tres o más carriles cargados.

A los fines de determinar el número de carriles cuando la condición de carga incluye las cargas peatonales especificadas en el Artículo 3.6.1.6 combinadas con uno o más carriles con la sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden tomar como un carril cargado.

Los factores especificados en la Tabla 1 no se aplicarán conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados especificados en los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, excepto si se usa la ley de momentos o si se usan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes de vigas y losas, especificados en el Artículo 4.6.2.2.2d.

COMENTARIO

No es la intención de este artículo alentar la construcción de puentes con carriles de circulación angostos. Siempre que sea posible, los puentes se deberían construir de manera de poder acomodar el carril de diseño estándar y banquetas adecuadas.

C3.6.1.1.2

Los factores de presencia múltiple han sido incluidos en las ecuaciones aproximadas para factores de distribución de los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, tanto para un único carril cargado como para múltiples carriles cargados. Las ecuaciones se basan en la evaluación de diferentes combinaciones de carriles cargados con sus correspondientes factores de presencia múltiple, y su intención es considerar el caso más desfavorable posible. Cuando los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3 especifican el uso de la ley de momentos, el Ingeniero deberá determinar el número y la ubicación de los vehículos y carriles, y, por lo tanto, deberá incluir el factor de presencia múltiple. En otras palabras, si se requiere un esquema para determinar la distribución de las cargas, el Ingeniero tiene la responsabilidad de incluir factores de presencia múltiple y de elegir el caso más desfavorable posible. El factor 1,20 de la Tabla 1 ya ha sido incluido en las ecuaciones aproximadas y se debería retirar para investigar la fatiga.

El valor mayor que 1,0 de la Tabla 1 se debe a que estas Especificaciones fueron calibradas en base a pares de vehículos en lugar de un único vehículo. Por lo tanto, aunque haya un único vehículo sobre el puente, éste puede ser más pesado que cada uno de los dos vehículos del par y aún así tener la misma probabilidad de ocurrencia.

El hecho de considerar las cargas peatonales como un "carril cargado" a los efectos de determinar un factor de presencia múltiple (m) se basa en suponer que la probabilidad de la ocurrencia simultánea de una carga peatonal densa combinada con una sobrecarga de diseño de 75 años de período de recurrencia es remota. A los fines de este requisito, se ha supuesto que si un puente se utiliza como punto panorámico durante ocho horas por año durante un tiempo total de alrededor de un mes, la sobrecarga adecuada para combinar con esta carga tendría un período de recurrencia de un mes. Esto se aproxima razonablemente usando los factores de presencia múltiple, aún cuando estos fueron originalmente desarrollados para sobrecarga vehicular.

De este modo, si un componente soporta una acera y un carril, se lo debería investigar para la sobrecarga

ESPECIFICACIONES

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

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

COMENTARIO

vehicular exclusivamente con $m = 1,20$ y para las cargas peatonales combinadas con la sobrecarga vehicular con $m = 1,0$. Si un componente soporta una acera y dos carriles de sobrecarga vehicular se lo debería investigar para las condiciones siguientes:

- Un carril de sobrecarga vehicular, $m = 1,20$;
- El mayor valor entre el carril más significativo de sobrecarga vehicular más las cargas peatonales o dos carriles de sobrecarga vehicular, aplicando $m = 1,0$ al caso determinante; y
- Dos carriles de sobrecarga vehicular más las cargas peatonales, $m = 0,85$.

El factor de presencia múltiple de 1,20 para un único carril no se aplica a las cargas peatonales. Por lo tanto, el caso de las cargas peatonales sin la sobrecarga vehicular es un subconjunto del segundo ítem de la lista viñetada.

Los factores de presencia múltiple de la Tabla 1 fueron desarrollados en base a un ADTT de 5000 camiones en una dirección. La solicitud resultante del número adecuado de carriles se puede reducir en sitios con menor ADTT de la siguiente manera:

- Si $100 \leq \text{ADTT} \leq 1000$: se puede usar 95 por ciento de la solicitud especificada; y
- Si $\text{ADTT} < 100$: se puede usar 90 por ciento de la solicitud especificada.

Este ajuste se basa en la reducida probabilidad de que se produzca el evento de diseño durante un período de diseño de 75 años con volumen de camiones reducido.

3.6.1.2 SOBRECARGA VEHICULAR DE DISEÑO**3.6.1.2.1 Requisitos generales**

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, consistirá en una combinación de:

- Camión de diseño o tandem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

C3.6.1.2.1

Para cada sitio específico se debería pensar en modificar el camión de diseño, el tandem de diseño y/o la carga del carril de diseño si se dan las siguientes condiciones:

- La carga legal de una jurisdicción dada es significativamente menor que el valor típico;
- Se espera que la calzada soporte porcentajes de tráfico de camiones inusualmente elevados;
- Un elemento de control de flujo, tal como una señal de pare, semáforo o casilla de peaje, provoca la acumulación de camiones en ciertas áreas de un puente o que el flujo de camiones no sea

ESPECIFICACIONES

A excepción de las modificaciones del Artículo 3.6.1.3.1, cada carril de diseño considerado estará ocupado por el camión de diseño o por el tandem de diseño, en coincidencia con la carga del carril, cuando corresponda. Se asumirá que dentro de un carril de diseño las cargas transversalmente ocupan 3000 mm.

COMENTARIO

interrumpido por tráfico liviano; o

- Debido a la ubicación del puente las cargas industriales especiales son habituales.

Ver también la discusión en el Artículo C3.6.1.3.1.

El modelo de sobrecarga, consistente en un camión o un tandem en coincidencia con una carga uniformemente distribuida, fue desarrollado como una representación ideal del corte y momento producidos por un grupo de vehículos habitualmente permitidos en las carreteras de diferentes estados bajo excepciones a las reglamentaciones sobre peso admisible establecidas para el caso de "situaciones preexistentes". Los vehículos considerados representativos de estas excepciones se basaron en un estudio realizado por el Transportation Research Board (Cohen, 1990). El modelo de carga se denomina "ideal" porque no es su intención representar ningún tipo de camión en particular.

En el desarrollo inicial del modelo de sobrecarga ideal no se intentó relacionar las cargas que requieren permisos especiales y escolta, las sobrecargas ilegales ni los permisos especiales de corta duración. Posteriormente el momento y el corte fueron comparados con los resultados de estudios sobre peso de camiones (Csagoly y Knobel, 1981; Nowak, 1992), datos de peso en movimiento (WIM) y el modelo de sobrecarga OHBDC de 1991. Estas comparaciones mostraron que la carga ideal se podía escalar aplicando factores de carga adecuados para que fuera representativa de estos otros espectros de carga.

La siguiente nomenclatura se aplica a las Figuras C1 a C6, las cuales muestran los resultados de estudios de sobrecargas realizados para dos tramos continuos iguales o un solo tramo:

M POS 0,4L = momento positivo en el punto 4/10 en cualquiera de los tramos

M NEG 0,4L = momento negativo en el punto 4/10 en cualquiera de los tramos

M APOYO = momento en apoyo interior

Vab = corte adyacente a cualquiera de los apoyos exteriores

Vba = corte adyacente al apoyo interior

Mss = momento a mitad de tramo en un tramo simplemente apoyado

"Tramo" es la longitud del tramo simple o de uno de los dos tramos continuos. La comparación se hizo comparando las solicitaciones producidas ya sea en vigas de un solo tramo o en vigas continuas de dos tramos. Una relación mayor que 1,0 indica que uno o más de los vehículos no considerados o excluidos produce una solicitación mayor que la carga HS20. Las figuras indican el grado en que las cargas excluidas se desvían de la carga HS designada, por ejemplo, HS25.

Las Figuras C1 y C2 muestran comparaciones de

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

corte y momento entre la envolvente de solicitaciones provocadas por 22 configuraciones de camiones elegidas de manera de ser representativas de los vehículos excluidos y por la carga HS20, ya sea el camión HS20 o la carga del carril, o la carga interestatal consistente en dos ejes de 110.000 N separados 1200 mm, como se usaba en ediciones anteriores de las Especificaciones AASHTO. La mayor y la menor de las 22 configuraciones se pueden encontrar en Kulicki y Mertz (1991). En el caso de momento negativo en apoyo interior, los resultados presentados se basan en dos vehículos excluidos idénticos en tandem y separados al menos 15.000 mm.

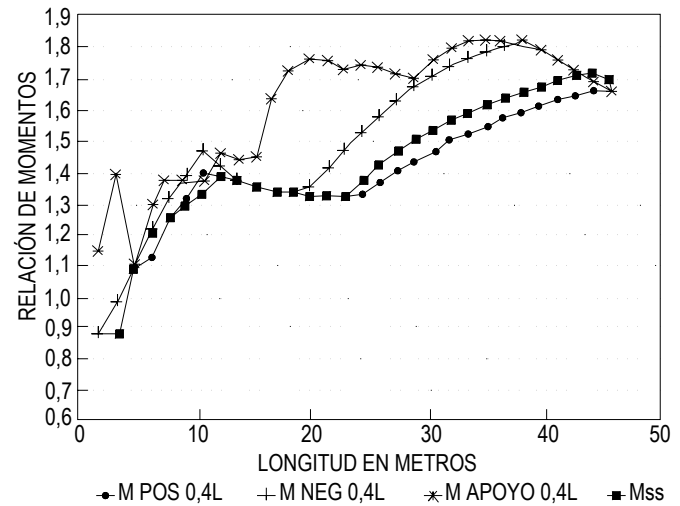


Figura C3.6.1.2.1-1 – Relaciones de momento: Vehículos excluidos sobre HS20 (camión o carril) o dos ejes de 110.000 N a 1200 mm

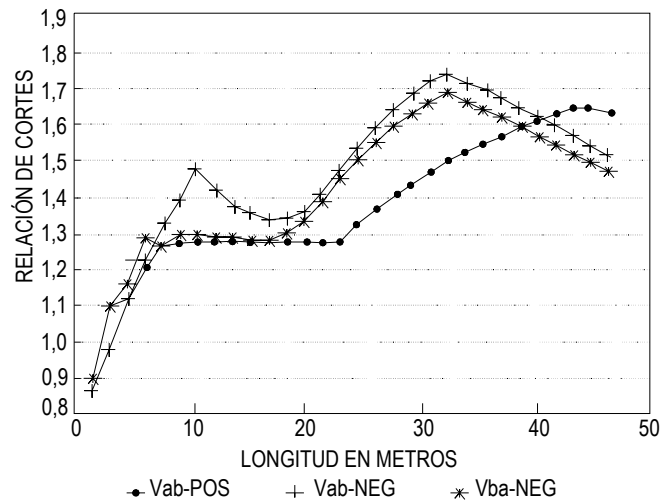


Figura C3.6.1.2.1-2 – Relaciones de corte: Vehículos excluidos sobre HS20 (camión o carril) o dos ejes de 110.000 N a 1200 mm

Las Figuras C3 y C4 muestran comparaciones entre las solicitaciones producidas por un único camión

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

excluido en cada carril y el modelo de carga ideal, excepto para momento negativo, para cuyo caso se usaron vehículos excluidos tipo tandem. En el caso de momento negativo en un apoyo, los requisitos del Artículo 3.6.1.3.1 que requiere investigar el 90 por ciento de la sollicitación provocada por dos camiones de diseño, más 90 por ciento de la carga del carril de diseño, se han incluido en las Figuras C3 y C5. Comparando con las Figuras C1 y C2 se puede observar que los rangos de relaciones están agrupados de manera más próxima:

- En el la longitud del tramo,
- Tanto para corte como para momento, y
- Tanto para un solo tramo como para tramos continuos.

La agrupación más próxima implica que el modelo de carga ideal con un único factor de carga tiene aplicabilidad general.

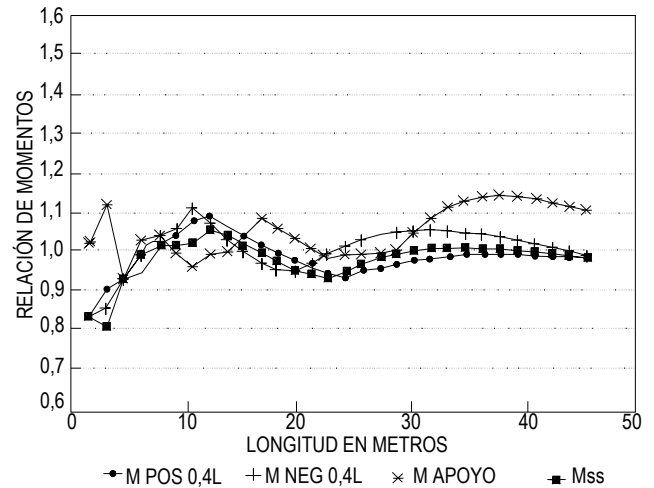


Figura C3.6.1.2.1-3 – Relaciones de momento: Vehículos excluidos sobre modelo ideal

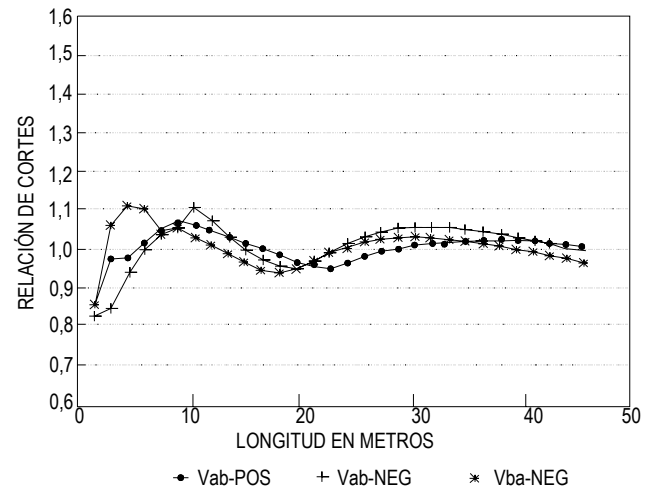


Figura C3.6.1.2.1-4 – Relaciones de corte: Vehículos excluidos sobre modelo ideal

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

Las Figuras C5 y C6 muestran las relaciones entre las solicitaciones producidas por el modelo de cargas ideal y el mayor valor entre el camión HS20 o la carga del carril, o la Carga Militar Alternativa.

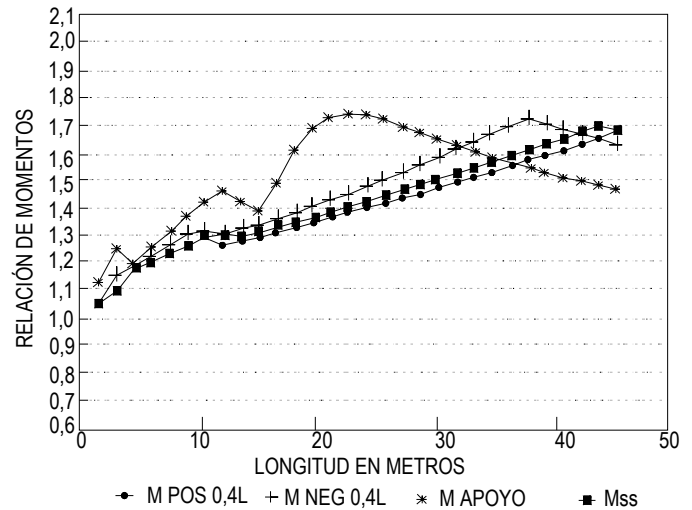


Figura C3.6.1.2.1-5 – Relaciones de momento: Modelo ideal sobre HS20 (camión o carril) o dos ejes de 110.000 N a 1200 mm

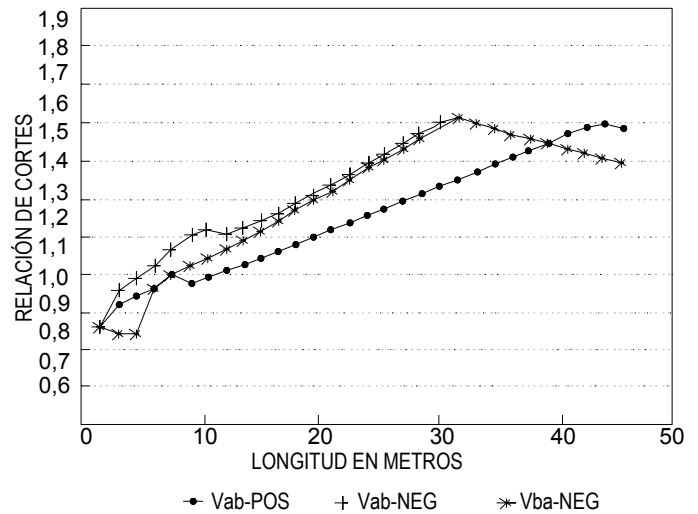


Figura C3.6.1.2.1-6 – Relaciones de corte: Modelo ideal sobre HS20 (camión o carril) o dos ejes de 110.000 N a 1200 mm

Al estudiar las Figuras C5 y C6 se debería observar que la sollicitación de diseño total también es función del factor de carga, el modificador de las cargas, la distribución de las cargas y el incremento por carga dinámica.

3.6.1.2.2 Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre ejes y ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 1. Se deberá considerar un incremento por carga

ESPECIFICACIONES

dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2.

A excepción de lo especificado en los Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1, la separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas.

COMENTARIO

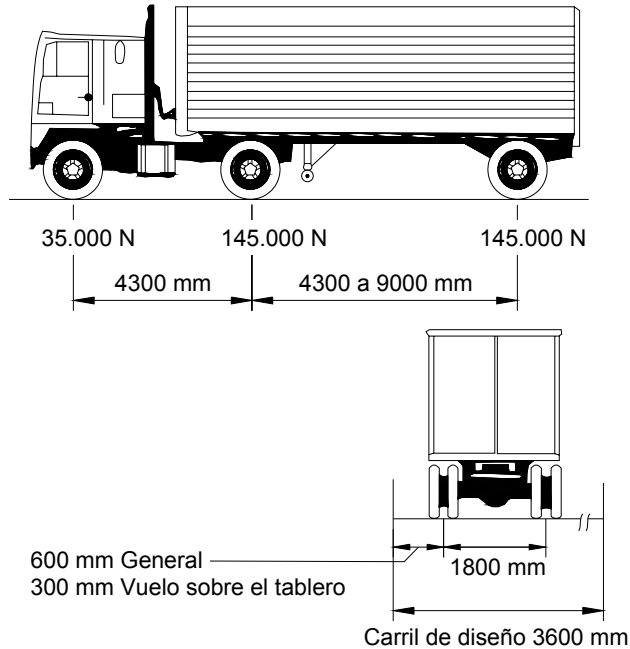


Figura 3.6.1.2.2-1 – Características del camión de diseño

3.6.1.2.3 Tandem de diseño

El tandem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2

3.6.1.2.4 Carga del carril de diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las sollicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

3.6.1.2.5 Área de contacto de los neumáticos

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se considerará como un único rectángulo de 510 mm de ancho y cuya longitud en mm se tomará como:

$$l = 2,28 \times 10^{-3} \gamma (1 + IM/100) P \quad (3.6.1.2.5-1)$$

C3.6.1.2.5

El sentido de extender la longitud de la huella de los neumáticos en función del factor de carga es que la presión de contacto permanece prácticamente constante a medida que varía la carga. La presión constante supuesta incorporada en este artículo es de 0,862 MPa.

La distribución real de la presión de los neumáticos es

ESPECIFICACIONES

donde:

γ = factor de carga

IM = porcentaje de incremento por carga dinámica

P = 72.500 N para el camión de diseño y 55.000 N para el tandem de diseño

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 la presión especificada y la real.

3.6.1.2.6 Distribución de las cargas de rueda a través de rellenos de suelo

Si la profundidad del relleno es menor que 600 mm, se despreciará el efecto del relleno sobre la distribución de la sobrecarga. La distribución de la sobrecarga para la parte superior de alcantarillas se puede basar en los requisitos para losas de tablero paralelas al tráfico según lo especificado en los Artículos 4.6.2.1 y 4.6.3.2.

En vez de realizar un análisis más preciso o usar otros métodos aproximados de distribución de cargas permitidos en la Sección 12, si la profundidad del relleno es mayor que 600 mm, se puede considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, según lo especificado en el Artículo 3.6.1.2.5, más 1,15 por la profundidad del relleno en el caso de rellenos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás casos. Se aplicarán los requisitos de los Artículos 3.6.1.1.2 y 3.6.1.3.

Si las áreas de varias ruedas se superponen, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área.

Para las alcantarillas de un solo tramo se pueden despreciar los efectos de la sobrecarga si la profundidad del relleno es mayor que 2400 mm y mayor que la longitud del tramo; para las alcantarillas de múltiples tramos los efectos se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros extremos.

Si en una losa de hormigón el momento debido a sobrecarga e impacto calculado en base a la distribución de la carga de las ruedas a través del relleno es mayor

COMENTARIO

variable, siendo los valores mayores bajo las paredes de los mismos. Sin embargo, el área de presión elevada es tan pequeña que en el diseño práctico la variación se puede despreciar.

El factor de carga indicado en la ecuación debe ser el especificado para el estado límite en consideración.

C3.6.1.2.6

En Poulos y Davis (1974), NAVFAC DM-7.1 (1982) y en los textos de mecánica de suelos se pueden encontrar soluciones elásticas para calcular las presiones producidas en un semiespacio infinito por cargas aplicadas en la superficie del terreno.

Esta aproximación es similar a la regla de 60° presentada en numerosos textos de mecánica de suelos. Las dimensiones del área de contacto de los neumáticos se determina en la superficie en base a un incremento por carga dinámica de 33 por ciento a profundidad = 0. Estas dimensiones se proyectan a través del suelo según lo especificado. La intensidad de la presión en la superficie se basa en la carga de las ruedas sin incremento por carga dinámica. A la presión en el área proyectada se agrega un incremento por carga dinámica. El incremento por carga dinámica también varía en función de la profundidad, como se especifica en el Artículo 3.6.2.2. La carga del carril de diseño se aplica cuando corresponde, y también los factores de presencia múltiple.

Este requisito se aplica a losas de alivio debajo del nivel del terreno y a las losas superiores de alcantarillas

Sección 3 - Cargas y Factores de Carga

ESPECIFICACIONES

que el momento debido a sobrecarga e impacto calculado de acuerdo con los Artículos 4.6.2.1 y 4.6.3.2, se deberá usar este último momento.

3.6.1.3 APLICACIÓN DE SOBRECARGAS VEHICULARES DE DISEÑO

3.6.1.3.1 Requisitos generales

A menos que se especifique lo contrario, la solicitud extrema se deberá tomar como el mayor valor entre:

- El efecto del tandem de diseño combinado con el efecto de la carga del carril de diseño, o
- El efecto de un camión de diseño con la separación entre ejes variables como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.2 combinado con el efecto de la carga del carril de diseño, y

COMENTARIO

rectangulares.

C3.6.1.3.1

Las solicitudes debidas a una secuencia de ejes y la carga del carril se superponen para obtener valores extremos. Esto es un cambio respecto del enfoque tradicional de AASHTO, donde para obtener las solicitudes extremas se disponía ya sea el camión o la carga del carril, con una carga concentrada adicional.

La carga de carril no se interrumpe para hacer lugar para la secuencia de ejes del tandem de diseño ni para el camión de diseño: para obtener las solicitudes extremas sólo es necesario interrumpir para cargas tipo parche.

ESPECIFICACIONES

- Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo carga uniforme en todos los tramos, como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento del efecto de dos camiones de diseño separados un mínimo de 15.000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinado con 90 por ciento del efecto de la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145.000 N de cada camión se tomará como 4300 mm.

Los ejes que no contribuyen a la sollicitación extrema considerada se deberán despreciar.

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan sollicitaciones extremas. El camión o tandem de diseño se ubicará transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño, o de las partes de los carriles de diseño, que contribuyen a la sollicitación extrema bajo consideración se deberán cargar con la carga del carril de diseño.

3.6.1.3.2 Carga para la evaluación opcional de la deflexión por sobrecarga

Si el Propietario invoca el criterio optativo de deflexión por sobrecarga especificado en el Artículo 2.5.2.6.2, la deflexión se deberá tomar como el mayor valor entre:

- La que resulta del camión de diseño solamente, o
- La que resulta del 25 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril de diseño.

COMENTARIO

Las cargas de diseño ideales se basaron en la información descrita en el Artículo C3.6.1.2.1, que contenía datos sobre vehículos de tipo "low boy" con pesos de hasta 490.000 N. Si se considera probable que haya múltiples carriles con versiones más pesadas de este tipo de vehículo, se debería considerar investigar el momento negativo y las reacciones en los apoyos interiores para pares de tandems de diseño separados entre 8000 mm y 12.000 mm, en combinación con la carga del carril de diseño especificada en el Artículo 3.6.1.2.4. Se debería usar el 100 por ciento de la sollicitación combinada correspondiente a los tandems de diseño y la carga del carril de diseño. Esto es consistente con el Artículo 3.6.1.2.1 y no se debería considerar como un reemplazo de la Combinación de Cargas para Estado Límite de Resistencia II.

Sólo se deberían cargar aquellas áreas o partes de áreas que contribuyen al mismo extremo buscado. La longitud cargada se debería determinar mediante los puntos donde la superficie de influencia se encuentra con el eje del carril de diseño.

Si hay una acera que no está separada de la calzada mediante una barrera antichoque, se debería considerar la posibilidad de que los vehículos se puedan montar sobre la acera.

C3.6.1.3.2

Como se indica en C2.5.2.6.1, la deflexión por sobrecarga es un tema relacionado con la serviciabilidad y no con la resistencia. La experiencia recogida en puentes diseñados bajo ediciones anteriores de las Especificaciones AASHTO indica que no hay efectos adversos de la sobrecarga en sí. Por lo tanto, no parece haber motivo para exigir que los criterios anteriores se comparen con una deflexión basada en la mayor sobrecarga exigida por estas Especificaciones.

La intención de los requisitos de este artículo es producir deflexiones aparentes por sobrecargas similares a las usadas en el pasado. El camión de diseño actual es idéntico al HS20 de las Especificaciones anteriores. Para las longitudes de tramo en las cuales la carga del carril de diseño es determinante, la carga del carril de diseño junto con el 25 por ciento del camión de diseño, es decir

ESPECIFICACIONES

3.6.1.3.3 Cargas de diseño para tableros, sistemas de tableros y losas superiores de alcantarillas rectangulares

Los requisitos de este artículo no se aplicarán a los tableros diseñados bajo los requisitos del Artículo 9.7.2, Método de Diseño Empírico.

Si se usa el método aproximado de las fajas para analizar tableros y losas superiores de alcantarillas rectangulares, las solicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:

- Si las fajas primarias son transversales y su longitud no es mayor que 4600 mm – las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145.000 N.
- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es mayor que 4600 mm – las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145.000 N y la carga del carril de diseño.
- Si las fajas primarias son longitudinales – las fajas **longitudinales** se deberán diseñar para todas las cargas especificadas en el Artículo 3.6.1.2, incluyendo la carga del carril.

Si se usan los métodos refinados se deberán considerar todas las cargas especificadas en el Artículo 3.6.1.2, incluyendo la carga del carril.

Los sistemas de tablero, incluyendo los puentes tipo losa, se deberán diseñar para todas las cargas especificadas en el Artículo 3.6.1.2, incluyendo la carga del carril.

Se asumirá que las cargas de las ruedas de un eje son iguales, y para el diseño de tableros no es necesario considerar la amplificación de las cargas de las ruedas debido a las fuerzas centrífuga y de frenado.

3.6.1.3.4 Carga para el vuelo del tablero

Para el diseño de vuelos de tablero de no más de 1800 mm entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua, la fila de ruedas exterior se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm, ubicada a 300 mm de la cara de la baranda.

Las cargas horizontales en el vuelo provocadas por la colisión de vehículos contra las barreras deberán satisfacer los requisitos de la Sección 13.

COMENTARIO

tres cargas concentradas con un total de 80.000 N, es similar a la carga de carril anterior con su carga concentrada única de 80.000 N.

C3.6.1.3.3

Este artículo aclara cuáles son las cargas de rueda a emplear en el diseño de tableros de puentes, puentes de losa y losas superiores de alcantarillas rectangulares.

La carga de diseño es siempre una carga de eje; no se deberían considerar cargas de una sola rueda.

Teóricamente es posible que hubiera una solicitación extrema provocada por un eje de 145.000 N en un carril y un tandem de 220.000 N en un segundo carril, pero para el diseño práctico este grado de sofisticación no es necesario.

C3.6.1.3.4

Se ha observado que las barreras estructuralmente continuas son efectivas para distribuir las cargas de las ruedas en los vuelos. En este requisito está implícita la suposición que el semipeso de 110.000 N de un tandem de diseño se distribuye en una distancia longitudinal de 7600 mm, y que hay una viga transversal u otro componente adecuado al final del puente soportando la barrera, diseñado para el semipeso del tandem. Este requisito no se puede aplicar si la barrera no es estructuralmente continua.

ESPECIFICACIONES

3.6.1.4 CARGA DE FATIGA

3.6.1.4.1 Magnitud y configuración

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.

El incremento por carga dinámica especificada en el Artículo 3.6.2 se deberá aplicar a la carga de fatiga.

3.6.1.4.2 Frecuencia

La frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de camiones de un solo carril (ADTT_{SL}). Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, aún a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones.

En ausencia de información más precisa, el ADTT de un único carril se tomará como:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad (3.6.1.4.2-1)$$

donde

ADTT = número de camiones por día en una dirección, promediado respecto del período de diseño

ADTT_{SL} = número de camiones por día en un único carril, promediado respecto del período de diseño

p = valor especificado en la Tabla 1

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

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

3.6.1.4.3 Distribución de cargas para fatiga

3.6.1.4.3a Métodos refinados

Si el puente se analiza mediante algún método

COMENTARIO

C3.6.1.4.2

Como el estado límite de fatiga y fractura se define en términos de ciclos de rango de tensión acumulados, no es suficiente especificar sólo la carga. Se debería especificar la carga junto con la frecuencia de ocurrencia de la misma.

A los fines de este artículo, un camión se define como cualquier vehículo con más de dos ejes o cuatro ruedas.

El ADTT de un único carril es el que corresponde al carril por el cual la mayoría de los camiones atraviesan el puente. En un puente típico sin rampas de ingreso/salida próximas, el carril del lado de la banquina lleva la mayor parte del tráfico de camiones.

Como los patrones de tráfico futuro para un puente son inciertos, se asume que la frecuencia de la carga de fatiga para un único carril se aplica a todos los carriles.

Las investigaciones realizadas indican que el tráfico medio diario (ADT, *average daily traffic*), incluyendo todos los vehículos, es decir automóviles más camiones, físicamente está limitado a alrededor de 20.000 vehículos por carril por día bajo condiciones normales. Al estimar el ADTT se debería considerar este valor limitante. El ADTT se puede determinar multiplicando el ADT por la fracción de camiones en el tráfico. En vez de datos sobre tráfico de camiones específicos de cada ubicación, para puentes normales se pueden aplicar los valores de la Tabla C1.

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

C3.6.1.4.3a

Si se asume que durante la totalidad de la vida de

ESPECIFICACIONES

refinado, según lo especificado en el Artículo 4.6.3, se deberá ubicar un único camión de diseño transversal y longitudinalmente para maximizar el rango de tensión en el detalle considerado, independientemente de la posición de los carriles de circulación y de diseño en el tablero.

3.6.1.4.3b Métodos aproximados

Si el puente se analiza mediante una distribución de cargas aproximada, según lo especificado en el Artículo 4.6.2, se deberá usar el factor de distribución para un carril de circulación.

3.6.1.5 CARGA DE TRÁNSITO FERROVIARIO

Si un puente también transporta vehículos que transitan sobre rieles, el Propietario deberá especificar las características de la carga ferroviaria que transitará sobre el puente y la interacción que se anticipa entre el tránsito sobre rieles y el tráfico carretero.

3.6.1.6 CARGAS PEATONALES

Se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ 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 $4,1 \times 10^{-3}$ MPa.

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas han de ser usados por vehículos para mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se

COMENTARIO

servicio los carriles de tráfico permanecerán tal como fueron indicados al inaugurarse el puente, sería más adecuado colocar el camión en el centro del carril de circulación que produce el mayor rango de tensión en el detalle considerado. Pero debido a que los patrones de tráfico futuro del puente son inciertos y con el objetivo de minimizar el número de cálculos requeridos del diseñador, la posición del camión se independiza de la ubicación tanto de los carriles de circulación como de los carriles de diseño.

C3.6.1.5

Si el tránsito ferroviario está diseñado de manera que ocupe un carril exclusivo, las cargas de tránsito deberían ser incluidas en el diseño, pero el puente no debería tener menor resistencia que si hubiera sido diseñado como un puente carretero de igual longitud.

Si está diseñado de manera que el tránsito ferroviario se mezcla con el tráfico carretero normal, el Propietario debería especificar o aprobar una combinación de tránsito ferroviario y cargas carreteras adecuada para el diseño.

Las características de la carga ferroviaria pueden incluir:

- Cargas,
- Distribución de las cargas,
- Frecuencia de las cargas,
- Incremento por carga dinámica, y
- Requisitos dimensionales.

C3.6.1.6

Para la aplicación de cargas peatonales en combinación con la sobrecarga vehicular, ver los requisitos de los Artículos 3.6.1.1.2.

El grado de conservadurismo de este artículo refleja la naturaleza impredecible de la carga peatonal, que cobra importancia cuando se transforma en una carga primaria.

Algunas veces los vehículos barrenieva u otros vehículos para mantenimiento tienen acceso a puentes peatonales. Las bajas velocidades de operación de estos

ESPECIFICACIONES

deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

3.6.2 Incremento por carga dinámica: IM

3.6.2.1 REQUISITOS GENERALES

A menos que los Artículos 3.6.2.2 y 3.6.2.3 permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífuga y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 1 para incremento de 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.

Tabla 3.6.2.1-1 – 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%

La aplicación del incremento por carga dinámica para componentes enterrados, tratada en la Sección 12, será como se especifica en el Artículo 3.6.2.2.

No es necesario aplicar el incremento por carga dinámica a:

- Muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura, y
- Componentes de las fundaciones que están completamente por debajo del nivel del terreno.

El incremento por carga dinámica se puede reducir para algunos componentes, excepto las juntas, si hay evidencia suficiente que lo justifique, de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.7.2.1.

COMENTARIO

vehículos justifican la omisión de los efectos dinámicos.

C3.6.2.1

El trabajo de Page (1976) contiene los fundamentos de algunos de estos requisitos.

El incremento por carga dinámica (IM) de la Tabla 1 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 deslaminaciones, y
- 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.

Ensayos realizados in situ indican que en la mayor parte de los puentes carreteros la componente dinámica de la respuesta no supera el 25 por ciento de la respuesta elástica a los vehículos. Esto constituye la base del incremento por carga dinámica con la excepción referida a las juntas del tablero. Sin embargo, la combinación de sobrecargas especificada de camión de diseño más carga del carril representa un grupo de vehículos excluidos que son al menos 4/3 de los causados por el camión de diseño solo en los puentes cortos y de mediana longitud. El valor de 33 por ciento especificado en la Tabla 1 es el producto de 4/3 por el 25 por ciento básico.

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.

ESPECIFICACIONES

3.6.2.2 COMPONENTES ENTERRADOS

El incremento por carga dinámica para alcantarillas y otras estructuras enterradas cubiertas por la Sección 12, en porcentaje, se deberá tomar como:

$$IM = 33 (1,0 - 4,1 \times 10^{-4} D_E) \geq 0\% \quad (3.6.2.2-1)$$

D_E = profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (mm)

3.6.2.3 COMPONENTES DE MADERA

Para los puentes de madera y los componentes de madera de un puente, el incremento por carga dinámica especificado en el Artículo 3.6.2.1 se puede reducir al 50 por ciento de los valores de IM especificados en la Tabla 3.6.2.1-1.

3.6.3 Fuerzas centrífugas: CE

Las fuerzas centrífugas se deberán tomar como el producto entre los pesos por eje del camión o tandem de diseño y el siguiente factor C:

$$C = \frac{4 v^2}{3 gR} \quad (3.6.3-1)$$

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)

La velocidad de diseño de la carretera no se deberá tomar menor que el valor especificado en la publicación de AASHTO A Policy of Geometric Design of Highways

COMENTARIO

En el caso de vehículos pesados de circulación restringida que tienen muchos más ejes que el camión de diseño, se podría reducir el incremento por carga dinámica. Un estudio sobre efectos dinámicos presentado en un informe del Grupo de Trabajo sobre Calibración (Nowak, 1992) contiene detalles sobre la relación entre el incremento por carga dinámica y la configuración de los vehículos.

Este artículo reconoce el efecto amortiguador del suelo cuando está en contacto con algunos componentes estructurales enterrados, tales como las zapatas. Para poder ser considerado como amortiguador de impactos, la totalidad del componente debe estar enterrado. A los fines de este artículo se considera que un componente de sostenimiento está enterrado hasta la parte superior del relleno.

C3.6.2.3

Se sabe que las estructuras de madera experimentan efectos dinámicos reducidos debido a la fricción interna entre los componentes y a las características amortiguadoras de la madera.

C3.6.3

Al calcular la fuerza centrífuga se desprecia la carga del carril, ya que se supone que a alta velocidad la separación de los vehículos es grande, y por lo tanto la densidad de vehículos detrás y/o delante del camión de diseño es baja.

Sin embargo, la combinación de sobrecargas especificada que incluye el camión de diseño y el carril de diseño representa un grupo de vehículos excluidos que producen solicitaciones de al menos 4/3 de las provocadas por el camión de diseño solamente en puentes cortos y de mediana longitud. Esta relación se indica en la Ecuación 1. Por ende, el requisito no es perfecto desde el punto de vista técnico, pero modela razonablemente el vehículo excluido representativo viajando a la velocidad de diseño, muy separado de otros vehículos. La aproximación atribuida a esta conveniente representación es aceptable dentro del marco de la

ESPECIFICACIONES

and Streets (1990).

Se deberán aplicar los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 3.6.1.1.2.

Las fuerzas centrífugas se deberán aplicar horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada.

3.6.4 Fuerza de frenado: BR

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor valor entre:

- 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 de diseño ó 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril de diseño.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 3.6.1.1.1 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 en el Artículo 3.6.1.1.2.

COMENTARIO

incertidumbre de la fuerza centrífuga provocada por patrones de tráfico aleatorios.

$$1,0 \text{ m/s} = 3,60 \text{ km/h}$$

C3.6.4

En base a los principios de la energía, y suponiendo una desaceleración uniforme, la fuerza de frenado determinada como una fracción del peso del vehículo es:

$$b = \frac{v^2}{2ga} \quad (\text{C3.6.4-1})$$

donde "a" es la longitud de desaceleración uniforme y "b" es la fracción. Calculando para una longitud de frenado de 122 m y una velocidad de 90 km/h (25 m/s) se obtiene $b = 0,26$ para una fuerza horizontal que actuará durante un período de alrededor de 10 segundos. El factor "b" se aplica a todos los carriles en una dirección porque todos los vehículos pueden haber reaccionado dentro de este período de tiempo.

En el caso de puentes cortos y de mediana longitud, la fuerza de frenado especificada puede ser considerablemente mayor que la requerida anteriormente en las Especificaciones. La fuerza de frenado especificada en las Especificaciones se remonta al principio de la década del 40, y no se ha modificado significativamente para tomar en cuenta la capacidad de frenado mejorada de los camiones modernos. Una revisión de otros códigos para diseño de puentes de Canadá y Europa mostró que la fuerza de frenado requerida por las Especificaciones es mucho menor que la especificada en otros códigos de diseño para los puentes más típicos. En la Figura C1 se ilustra esta comparación.

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

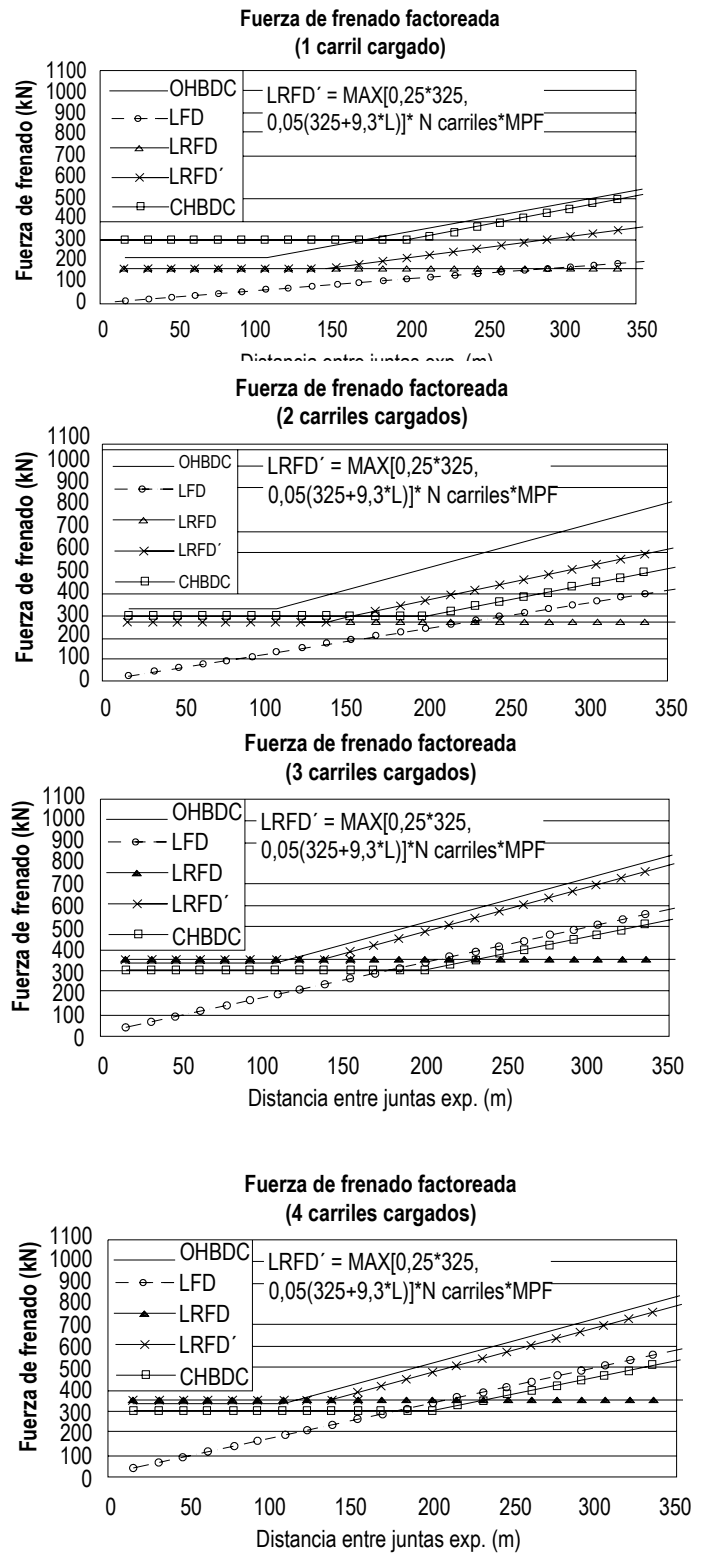


Figura C3.6.4-1 – Comparación de modelos de fuerza de frenado

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

donde

OHBDC = fuerza de frenado mayorada según lo especificado en el Código para Diseño de Puentes Carreteros de Ontario

LFD = fuerza de frenado mayorada según lo especificado en las Especificaciones AASHTO (Factor de Carga)

LRFD = fuerza de frenado mayorada según lo especificado en versiones anteriores de las Especificaciones LRFD (hasta la Edición Interina de 2001)

LRFD' = fuerza de frenado mayorada según lo especificado en la Sección 3.6.4

CHBDC = fuerza de frenado mayorada según lo especificado en el Código Canadiense para Diseño de Puentes Carreteros

El tramo inclinado de las curvas representa la fuerza de frenado que incluye una fracción de la carga del carril. Esto representa la posibilidad de tener múltiples carriles de vehículos contribuyendo a un mismo evento de frenado en un puente de gran longitud. Aunque la probabilidad de ocurrencia de este evento es baja, incluir una parte de la carga del carril considera este evento para puentes con gran tráfico de camiones y es consistente con otros códigos de diseño.

Debido a que la fuerza de frenado del LRFD es significativamente mayor que la requerida en las Especificaciones, este tema cobra importancia en los proyectos de rehabilitación diseñados bajo versiones anteriores del código de diseño. En aquellos casos donde se determina que las subestructuras son inadecuadas para resistir las fuerzas longitudinales incrementadas, se deberían considerar estrategias de diseño y detalles que durante un evento de frenado distribuyan la fuerza de frenado hacia unidades adicionales de la subestructura.

3.6.5 Fuerza de colisión de un vehículo: CT

3.6.5.1 PROTECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

No es necesario considerar los requisitos del Artículo 3.6.5.2 en el caso de estructuras protegidas por:

- Un terraplén;
- Una barrera antichoque estructuralmente independiente, , montada en el terreno y de 1370 mm de altura, ubicada a 3000 mm o menos del

C3.6.5.1

A los fines de de este artículo, una barrera se puede considerar estructuralmente independiente si no transmite cargas al puente.

Ensayos de impacto a escala real han demostrado que algunos vehículos tienen mayor tendencia a inclinarse o cruzar parcialmente sobre una barrera de 1070 mm de altura que sobre una de 1370 mm. Este comportamiento permitiría una colisión importante del

Sección 3 - Cargas y Factores de Carga

ESPECIFICACIONES

componente protegido; o

- Una barrera de 1070 mm de altura ubicada a más de 3000 mm del componente protegido.

Esta exención sólo se podrá aplicar si la barrera es estructural y geoméricamente capaz de sobrevivir el ensayo de impacto para Nivel de Performance 3, según lo especificado en la Sección 13.

3.6.5.2 COLISIÓN DE VEHÍCULOS CARRETEROS Y FERROVIARIOS CONTRA LAS ESTRUCTURAS

A menos que estén protegidos como se especifica en el Artículo 3.6.5.1, 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 ferroviaria, se deberán diseñar para una fuerza estática equivalente de 1.800.000 N, que se asume actúa en cualquier dirección en un plano horizontal, a una altura de 1200 mm sobre el nivel del terreno.

Se aplicarán los requisitos del Artículo 2.3.2.2.1.

3.6.5.3 COLISIÓN DE VEHÍCULOS CONTRA LAS BARRERAS

Se aplicarán los requisitos de la Sección 13.

3.7 CARGAS HIDRÁULICAS: WA

3.7.1 Presión hidrostática

Se asumirá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se calculará como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad).

Los niveles de agua de diseño para los diferentes estados límites serán los especificados y/o aprobados por el Propietario.

3.7.2 Flotabilidad

La flotabilidad se considerará como una fuerza de

COMENTARIO

vehículo contra el componente protegido si este componente está ubicado a alrededor de un metro de la barrera. Si el componente está más de aproximadamente 3000 mm detrás de la barrera la diferencia entre las dos alturas especificadas pierde importancia.

C3.6.5.2

La intención de este requisito no es alentar la construcción de pilas y estribos no protegidos dentro de las distancias indicadas, sino ofrecer algunos lineamientos para el diseño estructural para aquellos casos en que resulta totalmente imposible satisfacer los requisitos del Artículo 3.6.5.1.

La fuerza estática equivalente de 1.800.000 N se basa en información obtenida de ensayos de impacto a escala real de barreras para redireccionar camiones-remolque de 360.000 N y de análisis de colisiones de otros camiones. La carga de colisión de 1.800.000 N se basa en trabajos analíticos recientes, aún no verificados físicamente (Hirsch, 1989). Para fustes de columnas individuales la carga de 1.800.000 N se debería considerar como una carga puntual. Para muros la carga se puede considerar como una carga puntual o bien se puede distribuir sobre un área adecuada en función del tamaño de la estructura y el vehículo cuyo impacto se anticipa, pero no mayor que 1500 mm de ancho por 600 mm de alto. Estas dimensiones se determinaron considerando el tamaño de un bastidor de camión.

C3.7.2

Para el caso de subestructuras que poseen cavidades

ESPECIFICACIONES

levantamiento, tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas, según lo especificado en el Artículo 3.7.1, que actúan sobre todos los componentes debajo del nivel de agua de diseño.

3.7.3 Presión de flujo

3.7.3.1 LONGITUDINAL

La presión de flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se tomará como:

$$p = 5,14 \times 10^{-4} C_D V^2 \quad (3.7.3.1-1)$$

donde:

p = presión del agua que fluye (MPa)

C_D = coeficiente de arrastre para pilas según lo especificado en la Tabla 1

V = velocidad de agua de diseño para la inundación de diseño en estados límites de resistencia y servicio y para la inundación de control en el estado límite de evento extremo (m/s)

Tabla 3.7.3.1-1 – Coeficiente de arrastre

Tipo	C _D
Pila con borde de ataque semicircular	0,7
Pila de extremo cuadrado	1,4
Arrastres acumulados contra la pila	1,4
Pila en forma de cuña, borde de ataque con ángulo de 90° o menos	0,8

La fuerza de arrastre longitudinal se deberá tomar como el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

COMENTARIO

en las cuales no se puede verificar la presencia o ausencia de agua, se debería seleccionar la condición que produce la sollicitación más desfavorable.

C3.7.3.1

A los fines de este artículo, "dirección longitudinal" se refiere al eje mayor de un elemento de subestructura.

Desde el punto de vista teórico la expresión correcta de la Ecuación 1 es:

$$p = C_D \frac{\gamma V^2}{2} \times 10^{-6} \quad (C3.7.3.1-1)$$

donde:

γ = densidad (masa unitaria) del agua (kg/m³)

V = velocidad del agua (m/s)

El coeficiente de arrastre C_D y el coeficiente de arrastre lateral C_L dados en las Tablas 1 y 3.7.3.2-1 fueron adoptados del Código para Diseño de Puentes Carreteros de Ontario (1991). No se incluyen los coeficientes de arrastre más favorables medidos por algunos investigadores para pilas en forma de cuña con bordes de ataque con ángulos menores que 90° porque estos bordes de ataque son más propensos a atrapar arrastres.

Los troncos, raíces y otros arrastres se pueden acumular en las pilas, bloquear partes del curso de agua y aumentar la presión de flujo que actúa sobre la pila. Esta acumulación es función de la disponibilidad de los arrastres y de los esfuerzos de mantenimiento realizados para retirarlos. Se puede considerar aumentando criteriosamente tanto la superficie expuesta como la velocidad del agua.

La Especificación para Diseño de Puentes Carreteros

ESPECIFICACIONES

3.7.3.2 CARGA LATERAL

La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo θ respecto del eje longitudinal de la pila se deberá tomar como:

$$p = 5,14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (3.7.3.2-1)$$

donde:

p = presión lateral (MPa)

C_L = coeficiente de arrastre lateral especificado en la Tabla 1

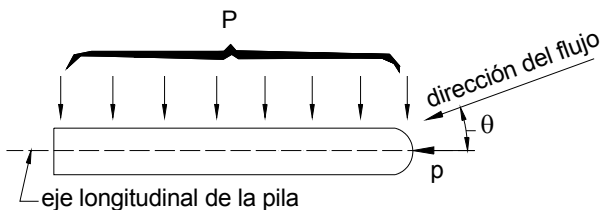


Figura 3.7.3.2-1 – Vista en planta de una pila con indicación de la presión de flujo del curso de agua

COMENTARIO

de Nueva Zelanda contiene el siguiente requisito, el cual se puede usar como guía en ausencia de criterios más específicos para el sitio de emplazamiento:

Si hay transporte de una cantidad significativa de madera flotante, también se deberá considerar presión hidráulica sobre una maderada de acarreo flotantes atascada contra la pila. El tamaño de la maderada será determinado en base al criterio profesional, pero a modo de guía, la Dimensión A de la Figura 1 debería ser igual a la mitad de la profundidad de agua, pero nunca mayor que 3000 mm. La Dimensión B debería ser igual a la semisuma de las longitudes de los tramos adyacentes, pero nunca mayor que 14.000 mm. La presión se calculará usando la Fórmula 1, con $C_D = 0,5$.

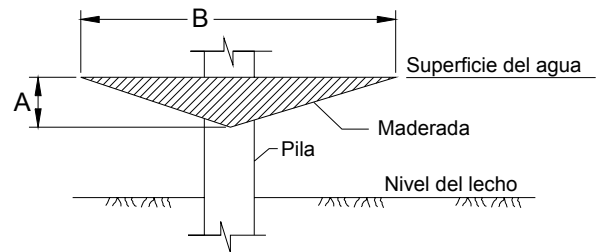


Figura C3.7.3.1-1 – Maderada para el diseño de pilas

C3.7.3.2

La discusión de la Ecuación 3.7.3.1-1 también se aplica a la Ecuación 1.

ESPECIFICACIONES

Tabla 3.7.3.2-1 – Coeficiente de arrastre lateral

Ángulo, θ , entre la dirección de flujo y el eje longitudinal de la pila	C_L
0°	0,0
5°	0,5
10°	0,7
20°	0,9
$\geq 30^\circ$	1,0

La fuerza de arrastre lateral se deberá tomar como el producto de la presión de flujo lateral por la superficie expuesta a dicha presión.

3.7.4 Carga del oleaje

Se deberá considerar la acción del oleaje sobre las estructuras expuestas si se anticipa que se pueden desarrollar fuerzas de oleaje significativas.

3.7.5 Cambio de las fundaciones debido al Estado Límite para Socavación

Se aplicarán los requisitos del Artículo 2.6.4.4.

Las consecuencias de los cambios de las condiciones de fundación provocados por la inundación de diseño para socavación se deberán considerar en los estados límites de resistencia y servicio. Las consecuencias de los cambios de las condiciones de fundación provocados por la socavación resultante de la inundación de control para socavación y por los huracanes se deberá considerar en los estados límites correspondientes a eventos extremos.

3.8 CARGA DE VIENTO: WL y WS**3.8.1 Presión horizontal del viento****3.8.1.1 REQUISITOS GENERALES**

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B , de 160 km/h.

Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso y las barandas, vistas en elevación perpendicular a la dirección de viento supuesta. Esta dirección se deberá

COMENTARIO**C3.7.4**

Las cargas debidas a la acción del oleaje sobre las estructuras de los puentes se deberán determinar usando métodos aceptados por la ingeniería. Se deberían considerar las condiciones específicas del sitio de emplazamiento. Para el cálculo de las fuerzas del oleaje se recomienda la última edición de la publicación Shore Protection Manual, publicada por el *Coastal Engineering Research Center, Department of the Army*.

C3.7.5

En términos estadísticos, la socavación es la causa más habitual de la falla de puentes carreteros en los Estados Unidos.

La Sección 2 contiene requisitos referidos a los efectos de la socavación. La socavación en sí misma no constituye una sollicitación, pero al modificar las condiciones de la subestructura puede alterar significativamente las consecuencias de las sollicitaciones que actúan sobre una estructura.

C3.8.1.1

La velocidad básica del viento varía considerablemente en función de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales.

Se deberán considerar simultáneamente las presiones sobre los lados a sotavento y barlovento en la dirección del viento supuesta.

ESPECIFICACIONES

variar para determinar las solicitaciones extremas en la estructura o en sus componentes. En el análisis se pueden despreciar las superficies que no contribuyen a la solicitación extrema analizada.

Para puentes o componentes de puentes a más de 10.000 mm sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño, V_{DZ} , se deberá ajustar de acuerdo con:

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.8.1.1-1)$$

donde:

V_{DZ} = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, z (km/h)

V_{10} = velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (km/h)

V_B = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en los Artículos 3.8.1.2 y 3.8.2

Z = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10.000 mm

V_0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada, como se especifica en la Tabla 1, para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h)

Z_0 = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 1 (mm)

COMENTARIO

Típicamente la estructura de un puente se debería examinar bajo presión de viento actuando desde dos o más direcciones diferentes para obtener las máximas presiones a barlovento, sotavento y laterales que producen las cargas más críticas para la estructura.

La Ecuación 1 se basa en la teoría de la capa límite combinada con observaciones empíricas, y representa el enfoque más reciente usado para definir velocidades de viento para diferentes condiciones como se usa en la meteorología. Anteriormente algunas veces se usaba una ecuación exponencial para relacionar la velocidad del viento con alturas superiores a 10.000 mm. Esta formulación se basaba exclusivamente en observaciones empíricas y no tenía ninguna base teórica.

$$V_{DZ} = C V_{10} \left(\frac{Z}{10.000} \right)^\alpha \quad (C3.8.1.1-1)$$

El propósito del término C y el exponente " α " era ajustar la ecuación para diferentes condiciones de la superficie contra el viento, similar al uso de la Tabla 1. En Liu (1991) y Simiu (1973, 1976) se puede encontrar más información sobre este tema.

Las siguientes descripciones de los términos "terreno abierto", "área suburbana" y "área urbana" de la Tabla 1 se parafrasean de ASCE-7-93:

- Terreno abierto – Terreno abierto con obstrucciones dispersas de altura generalmente menor que 10.000 mm. Esta categoría incluye los terrenos abiertos y las praderas.
- Área suburbana – Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones poco separadas del tamaño de una vivienda unifamiliar o mayores. El uso de esta categoría se limitará a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo predomina en una distancia de al menos 500.000 mm en la dirección contra el viento.
- Área urbana – Centro de grandes ciudades donde al menos 50 por ciento de las construcciones tienen una altura superior a 2100 mm. El uso de esta categoría se limitará a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo predomina en una distancia de al menos 800.000 mm en la dirección contra el viento. Se deberán tomar en cuenta los posibles efectos túnel de las presiones de viento incrementadas que se podrían originar si el puente o la estructura están ubicados próximos a estructuras adyacentes.

ESPECIFICACIONESTabla 3.8.1.1-1 – Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de la superficie contra el viento

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
V_0 (km/h)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

V_{10} se puede establecer a partir de:

- Cartas de Velocidad Básica del Viento disponibles en ASCE 7-88 para diferentes períodos de recurrencia,
- Relevamientos de los vientos del predio, y
- En ausencia de un mejor criterio, la hipótesis de que $V_{10} = V_B = 160$ km/h.

3.8.1.2 PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS: WS**3.8.1.2.1 Requisitos generales**

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica de viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucren viento más sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que el Artículo 3.8.3 especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar como:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25.600} \quad (3.8.1.2.1-1)$$

P_B = presión básica del viento especificada en la Tabla 1 (MPa)

Tabla 3.8.1.2.1-1 – Presiones básicas, P_B , correspondientes a $V_B = 160$ km/h

COMPONENTE ESTRUCTURAL	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Cerchas, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

La carga de viento no se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2,2 N/mm

COMENTARIO**C3.8.1.2.1**

La presión de estancamiento asociada con una velocidad del viento de 160 km/h es $1,23 \times 10^{-3}$ MPa, valor significativamente menor que los valores especificados en la Tabla 1. La diferencia refleja el efecto de ráfaga combinado con la tradición de su uso.

Las presiones especificadas en N/mm o MPa (= N/mm²) se deberían seleccionar de manera de producir la mayor carga de viento neta sobre la estructura.

Se pueden usar ensayos de túnel de viento para obtener estimaciones más precisas de las presiones de viento. Se debería considerar el uso de estos ensayos si el viento constituye una carga de diseño importante.

Sección 3 - Cargas y Factores de Carga

ESPECIFICACIONES

en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón.

3.8.1.2.2 Cargas de las superestructuras

Si el viento no se toma normal a la estructura, la presión básica del viento P_B para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla 1, y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente.

Tabla 3.8.1.2.2-1 – Presiones básicas del viento, P_B , para diferentes ángulos de ataque; V_B 160 km/h

Ángulo de oblicuidad del viento	Columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
Grados	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0,0036	0	0,0024	0
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

3.8.1.2.3 Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 0,0019 MPa. Para direcciones del viento consideradas oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones del extremo y frontal de la subestructura. La componente perpendicular a la elevación del extremo deberá actuar sobre el área de subestructura expuesta como se la ve en la elevación del extremo, y la componente perpendicular a la elevación frontal deberá actuar sobre las áreas expuestas y se aplicará simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

3.8.1.3 PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LOS VEHÍCULOS: WL

Si hay vehículos presentes, la presión de viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión de viento sobre los vehículos se

COMENTARIO

C3.8.1.2.2

Para las cerchas, columnas y arcos las presiones básicas del viento especificadas en la Tabla 1 son la sumatoria de las presiones aplicadas tanto a las áreas a barlovento como a las áreas a sotavento.

C3.8.1.3

En base a la experiencia práctica no se anticipa que habrá sobrecargas máximas presentes en el puente si la velocidad del viento es superior a 90 km/h. El factor de carga correspondiente al tratamiento del viento

ESPECIFICACIONES

representará como una fuerza interrumpible, en movimiento, de 1,46 N/mm actuando perpendicular a la calzada y 1800 mm sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

Si el viento sobre los vehículos no se considera perpendicular a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga se pueden tomar como se especifica en la Tabla 1, tomando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie.

Tabla 3.8.1.3-1 – Componentes del viento sobre las sobrecargas

Ángulo de oblicuidad	Componente normal	Componente paralela
Grados	N/mm	N/mm
0	1,46	0
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

3.8.2 Presión vertical del viento

A menos que el Artículo 3.8.3 determine lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de $9,6 \times 10^{-4}$ MPa por el ancho del tablero, incluyendo parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza se aplicará sólo para los estados límites que no involucren viento más sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas en el Artículo 3.8.1.

3.8.3 Inestabilidad aeroelástica

3.8.3.1 REQUISITOS GENERALES

Se deberán considerar las solicitaciones aeroelásticas en el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento. A los fines de este artículo, todos los puentes y componentes estructurales de los mismos cuya relación longitud de tramo / ancho o profundidad superior a 30,0 se considerarán sensibles al viento.

También se deberá considerar la vibración de cables provocada por la interacción del viento y la lluvia.

COMENTARIO

solamente sobre la estructura en la Combinación de Cargas para Estado Límite de Resistencia III sería $(90 / 160)^2 (1,4) = 0,44$; en la Combinación de Cargas para Estado Límite de Resistencia IV este valor se ha redondeado a 0,4. Este factor de carga corresponde a 0,3 en Servicio I.

La carga de viento de 1,46 N/mm se basa en una larga fila de vehículos de pasajeros, utilitarios comerciales y camiones en secuencia aleatoria, expuesta a la velocidad de viento de diseño de 90 km/h. Esta sobrecarga horizontal, similar a la carga del carril de diseño, sólo se debería aplicar a las áreas de influencia que producen una sollicitación del mismo tipo.

C3.8.2

La intención de este artículo es tomar en cuenta el efecto que provoca la interrupción del flujo horizontal de aire por parte de la superestructura. Esta carga se debe aplicar aún a tableros de puente discontinuos, tales como los tableros emparrillados. Esta carga puede ser determinante cuando se investiga el vuelco del puente.

C3.8.3.1

Debido a la complejidad de los análisis necesarios para realizar una evaluación profunda de la aeroelasticidad estructural, este artículo intencionalmente se mantiene en forma de un requisito sencillo. Muchos puentes, tableros o componentes estructurales individuales han demostrado ser insensibles a los efectos aeroelásticos cuando sus relaciones longitud / profundidad están por debajo de alrededor de 30,0 – valor algo arbitrario que solamente resulta útil para identificar aquellos casos que probablemente serán sensibles al viento.

Los puentes flexibles, tales como los puentes

ESPECIFICACIONES

3.8.3.2 FENÓMENOS AEROELÁSTICOS

Los fenómenos aeroelásticos de excitación por desprendimiento de vórtices, "galloping," "flutter" y divergencia se deberán considerar cuando corresponda.

3.8.3.3 CONTROL DE RESPUESTAS DINÁMICAS

Los puentes y sus componentes estructurales, incluyendo los cables, se deberán diseñar de manera de estar libres de daños por fatiga provocada por oscilaciones inducidas por desprendimiento de vórtices y galloping. Los puentes se deberán diseñar de manera de estar libres de divergencia y galloping catastrófico para

COMENTARIO

atirantados, o los tramos muy largos cualquiera sea su tipo, pueden requerir estudios especiales en base a información obtenida en ensayos de túnel de viento. En general, un ensayo de túnel de viento adecuado involucra la simulación del ambiente eólico local del sitio de emplazamiento del puente. Los detalles de estos ensayos están fuera del alcance de este comentario.

C3.8.2

La excitación por desprendimiento de vórtices es el escape de vórtices inducidos por el viento detrás del elemento, vórtices que tienden a excitar el componente a su frecuencia natural fundamental en movimiento armónico. Es importante mantener las tensiones provocadas por las oscilaciones inducidas por vórtices por debajo de la tensión de fatiga "para vida infinita." Existen métodos para estimar estas amplitudes de tensión, pero estos métodos están fuera del alcance de este comentario.

Los componentes tubulares se pueden proteger contra las oscilaciones inducidas por vórtices agregando riostras o amortiguadores de masa sintonizados, o fijando placas planas horizontales paralelas al eje del tubo encima y/o debajo del tercio central de su longitud. Estas placas de amortiguamiento aeroelástico deberían estar a una distancia aproximadamente igual a un tercio del diámetro del tubo por encima o por debajo del tubo para permitir el libre paso del viento. El ancho de las placas puede ser igual al diámetro del tubo o mayor.

El fenómeno de "galloping" es una oscilación de alta amplitud asociada con los cables cargados con hielo o con elementos largos y flexibles de sección transversal aerodinámicamente asimétrica. Los cables, que son de sección circular, no sufrirán el fenómeno de "galloping" a menos que sus circunferencias sean deformadas por la presencia de hielo, lluvia o desechos acumulados.

Los tableros de puente flexibles, como aquellos de tramos muy largos y algunos puentes peatonales, pueden tener tendencia a sufrir el fenómeno de "flutter", una oscilación excitada por el viento de amplitudes destructivas, o, en algunos casos, divergencia, una torsión irreversible que se produce bajo vientos elevados. Hay métodos de análisis disponibles para impedir tanto el "flutter" como la divergencia, incluyendo estudios en túnel de viento para ajustar la forma del tablero.

C3.8.3.3

Los cables de puentes atirantados se han estabilizado exitosamente contra las respuestas dinámicas excesivas fijando amortiguadores al puente a nivel del tablero, o arriostrando por medio de múltiples cables cruzados.

ESPECIFICACIONES

hasta 1,2 veces la velocidad de viento de diseño aplicable a la altura del tablero del puente.

3.8.3.4 ENSAYOS EN TÚNEL DE VIENTO

Para satisfacer los requisitos de los Artículos 3.8.3.2 y 3.8.3.3 se pueden usar ensayos representativos en túnel de viento.

3.9 CARGAS DE HIELO: IC**3.9.1 Requisitos generales**

Las fuerzas de hielo que actúan sobre las pilas se deberá determinar de la siguiente manera, considerando las condiciones del sitio de emplazamiento y los modos de acción del hielo anticipados:

- Presión dinámica provocada por capas o témpanos de hielo transportados por el curso de agua, el viento o las corrientes;
- Presión estática provocada por movimientos térmicos de las capas de hielo;
- Presión debida a la presencia de presas colgantes o barreras de hielo; y
- Fuerza de levantamiento o carga vertical provocada por la adherencia de hielo en aguas de nivel fluctuante.

El espesor de hielo anticipado, su dirección de movimiento y la altura en la cual actúa se deberán determinar mediante investigaciones in situ, estudio de registros públicos, relevamientos aéreos u otros medios adecuados.

COMENTARIO**C3.8.3.4**

La tecnología de los ensayos en túnel de viento para puentes y otras estructuras civiles está altamente desarrollada, y se puede emplear para estudiar las características de respuesta al viento de un modelo estructural o para verificar los resultados de análisis (Simiu, 1976).

C3.9.1

La mayor parte de la información sobre cargas de hielo se tomó de Montgomery et al. (1984), trabajo que proveyó antecedentes para los artículos sobre cargas de hielo para la *Canadian Standards Association* (1988). Otra fuente de gran utilidad fue Neill (1981).

Es conveniente clasificar las fuerzas de hielo que actúan sobre las pilas como fuerzas dinámicas y fuerzas estáticas.

Las fuerzas dinámicas ocurren cuando un témpano de hielo en movimiento impacta contra la pila de un puente. Las fuerzas que el témpano impone a la pila dependen del tamaño del témpano, la resistencia y el espesor del hielo, y la geometría de la pila.

Se han observado los siguientes tipos de falla provocados por el hielo (Montgomery et al., 1984):

- Trituración, cuando el hielo falla por trituración local a lo largo del ancho de una pila. El hielo triturado es despejado de forma continua de una zona alrededor de la pila a medida que el témpano circula.
- Flexión, cuando una componente de reacción vertical actúa sobre el témpano que llega a una pila con borde de ataque oblicuo. Esta reacción hace que el témpano se eleve hasta el borde de ataque de la pila, a medida que se forman fisuras por flexión.
- Hendedura, cuando un témpano relativamente pequeño impacta contra una pila y se divide en trozos más pequeños debido a la formación de fisuras que se propagan a partir de la pila.
- Impacto, cuando un pequeño témpano se detiene al impactar contra el borde de ataque de la pila antes de haberse triturado, flexionado o hendido en todo el ancho de la pila.
- Pandeo, cuando fuerzas de compresión provocan que un témpano de gran tamaño falle por pandeo frente al borde de ataque de una pila muy ancha.

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

En el caso de pilas de dimensiones normales en cuerpos de agua de mayor tamaño, las fallas por trituración y flexión generalmente controlan la magnitud de la fuerza de hielo dinámica de diseño. En cursos de agua de menor tamaño, los cuales no pueden transportar grandes témpanos de hielo, es posible que el modo determinante sea la falla por impacto.

En los tres casos es fundamental reconocer los efectos de la resonancia entre la pila y las fuerzas de hielo. Montgomery et al. (1980) demostraron que para una pila maciza con un coeficiente de amortiguación de 20 por ciento del valor crítico, el máximo efecto dinámico es aproximadamente igual a la mayor fuerza, pero para valores de amortiguación menores la amplificación es considerable.

Montgomery y Lipsett (1980) midieron la amortiguación de una pila maciza y determinaron que era igual al 19 por ciento del valor crítico, pero se anticipa que las pilas esbeltas y las pilas individuales pueden tener valores de amortiguación de 5 por ciento o menores.

En la anterior discusión sobre fallas tipo impacto se menciona que el témpano es "pequeño." Resulta extremadamente difícil definir el término "pequeño" ya que depende de las características individuales de cada sitio. Se ha observado que témpanos de hasta 23.000 mm de largo han fallado por hendedura cuando eran transportados por velocidades de agua de 3000 mm/s (Haynes, 1996).

Las fuerzas estáticas pueden ser provocadas por la expansión térmica del hielo en el cual está inmerso la pila o bien por el crecimiento irregular del campo de hielo. Esto en general se ha observado aguas abajo de una presa, central hidroeléctrica u otros casos en los cuales el hielo se forma predominantemente a un solo lado del puente o de la pila.

Las barreras de hielo se pueden extender entre las pilas de un puente. Una barrera de hielo desintegrado es una acumulación de fragmentos de hielo más o menos sin cohesión (Montgomery et al., 1984).

Las presas colgantes se generan cuando pasan cristales de hielo debajo de la capa de hielo superficial y se acumulan debajo de la superficie de hielo en la ubicación del puente. Los cristales de hielo típicamente provienen de rápidos o saltos de agua ubicados aguas arriba. Las presas colgantes pueden provocar un retroceso del agua, que ejerce presión sobre la pila y puede ocasionar socavación alrededor de la pila o debajo de la misma a medida que el agua fluye a mayor velocidad.

3.9.2 Fuerzas de hielo dinámicas sobre las pilas

3.9.2.1 RESISTENCIA EFECTIVA DEL HIELO

C3.9.2.1

ESPECIFICACIONES

En ausencia de información más precisa, para la resistencia efectiva a la trituración del hielo se pueden usar los siguientes valores:

- 0,38 MPa si hay desintegración a temperaturas de fusión y la estructura del hielo está sustancialmente desintegrada;
- 0,77 MPa si hay desintegración a temperaturas de fusión y la estructura del hielo está algo desintegrada;
- 1,15 MPa si hay desintegración o movimientos importantes del hielo a temperaturas de fusión, pero el hielo se mueve en grandes trozos y permanece sano en su interior; y
- 1,53 MPa si hay desintegración o movimientos importantes del hielo cuando la temperatura del hielo, promediada en su altura, está considerablemente por debajo del punto de fusión.

3.9.2.2 TRITURACIÓN Y FLEXIÓN

La fuerza horizontal, F , provocada por la presión ejercida por el hielo en movimiento se deberá tomar como:

COMENTARIO

Se debería observar que las resistencias efectivas del hielo de este documento se dan para su aplicación en fórmulas que permiten calcular las fuerzas en las pilas. Diferentes fórmulas podrían requerir diferentes resistencias efectivas del hielo para arribar a un mismo resultado.

A modo de guía, la resistencia de 0,38 MPa es adecuada para pilas en las cuales la experiencia acumulada indica que las fuerzas de hielo son mínimas, pero igualmente se requiere alguna consideración de los efectos del hielo. La resistencia de 1,53 MPa se considera un límite superior razonable en base al historial observado en puentes que han sobrevivido condiciones de hielo (Neill, 1981). Para el diseño de algunos puentes de Alaska se han usado resistencias efectivas del hielo de hasta 2,76 MPa (Haynes, 1996).

La resistencia efectiva del hielo depende fundamentalmente de la temperatura y el tamaño de grano del hielo (Montgomery et al., 1984). Por ejemplo, las resistencias a la compresión medidas en laboratorio a 0°C varían entre alrededor de 2,9 MPa para tamaños de grano de 1 mm y 1,3 MPa para tamaños de grano de 5 mm, y a -5°C las resistencias del hielo son aproximadamente el doble de los valores indicados. Por lo tanto, las resistencias efectivas dadas en este documento no son necesariamente representativas de ensayos en laboratorio ni de resistencias reales, y de hecho son del orden del 50 por ciento de los valores observados (Neill, 1981).

La resistencia a la compresión del hielo depende de la temperatura, pero la resistencia a la tracción no es sensible a la temperatura. Debido a que gran parte de las fallas provocadas por el hielo se dan como resultado de hendidura o falla por tracción en flexión, y como los tamaños de grano, fisuras y otras imperfecciones varían in situ, sólo es posible estimar las resistencias del hielo de manera aproximada. Por lo tanto, la temperatura no fue una consideración importante para fijar las resistencias efectivas del hielo indicadas en estas Especificaciones.

En Estados Unidos algunos de los más severos desplazamientos de hielo ocurren durante los deshielos rápidos que se dan en el mes de enero, cuando la temperatura es de alrededor de 10°C, pero la presencia de una capa de nieve aislante puede hacer que la temperatura media del hielo continúe debajo de 0°C (Haynes, 1996).

C3.9.2.2

La expresión para F_c se basa en mediciones in situ de las fuerzas que actúan en dos pilas de puente en Alaska (Lipsett y Gerard, 1989; ver también Huiskamp, 1983, con un C_a propuesto por Afanas' Ev et al., 1971, y verificado por Neill, 1976).

La expresión para F_b se tomó de Lipsett y Gerard

ESPECIFICACIONES

- Si $\frac{w}{t} \leq 6,0$ entonces:

F = menor valor entre F_c o, si se considera aplicable la falla por flexión según lo aquí descrito, F_b , y

- Si $\frac{w}{t} > 6,0$ entonces:

$$F = F_c$$

para lo cual:

$$F_c = C_a p t w \quad (3.9.2.2-1)$$

$$F_b = C_n p t^2 \quad (3.9.2.2-2)$$

$$C_a = \left(\frac{5t}{w} + 1 \right)^{0,5} \quad (3.9.2.2-3)$$

$$C_n = \frac{0,5}{\tan(\alpha - 15)} \quad (3.9.2.2-4)$$

donde:

t = espesor de hielo (mm)

α = inclinación del borde de ataque respecto de la vertical (grados)

p = resistencia efectiva a la trituración del hielo según lo especificado en el Artículo 3.9.2.1 (MPa)

w = ancho de la pila al nivel de la acción del hielo (mm)

F_c = fuerza de hielo horizontal provocada por témpanos que fallan por trituración en todo el ancho de la pila (N)

F_b = fuerza de hielo horizontal provocada por témpanos que fallan por flexión al trepar sobre el borde de ataque de la pila (N)

C_a = coeficiente que toma en cuenta la relación ancho de la pila / espesor de hielo cuando el témpano falla por trituración

C_n = coeficiente que toma en cuenta la inclinación del borde de ataque de la pila respecto de una línea vertical

COMENTARIO

(1980).

$w/t = 6,0$ es una estimación aproximada del límite superior de w/t para el cual el hielo que ha fallado por flexión será arrastrado alrededor de la pila.

Se asume que la fuerza sobre la pila está determinada por la resistencia a la trituración o a la flexión del hielo, y por ende las Ecuaciones 1 y 2 no contienen ningún término relacionado con la velocidad del hielo. La interacción entre un témpano y una pila depende del tamaño y la resistencia del témpano y qué tan de lleno impacta contra la pila. Se ha informado que un témpano de 60.000 mm generalmente fallará por trituración si el témpano impacta de lleno contra una pila. Si un témpano de 30.000 mm no impacta de lleno contra la pila, generalmente rotará después del impacto y continuará aguas abajo sufriendo apenas algo de trituración localizada.

Aunque no se ha tomado en cuenta la forma del borde de ataque de la pila, ensayos de laboratorio realizados en el CRREL (U.S. Army Corps of Engineers' Cold Regions Research and Engineering Laboratory) han mostrado que un borde de ataque aerodinámico es el que mejor puede reducir las fuerzas de hielo en relación con otros tipos de geometrías. Se ha comprobado que los bordes de ataque agudos y angulares, como los ilustrados en la Figura C3.9.2.4.1-1, provocan vibraciones laterales en la pila sin reducir la fuerza en la dirección de la corriente. El CRREL ha medido vibraciones laterales o torsionales en el borde de ataque agudos de las pilas del puente Yukon River. Al momento de la preparación de este documento se desconocen las ramificaciones a largo plazo de estas vibraciones (Haynes, 1996).

El espesor del hielo es la mayor incógnita en la determinación de las fuerzas de hielo que actúan sobre una pila. Existen ecuaciones que se pueden usar para estimar este espesor. El diseño se debería basar en espesores de hielo extremos, no en espesores medios. La altura a la cual se aplicará la fuerza de diseño en la pila es importante para calcular los momentos de vuelco. Como la altura de hielo aumenta durante un deslizamiento de hielo, confiar en el conocimiento que tienen los residentes locales sobre la altura máxima de hielo es vital para lograr un diseño adecuado (Haynes, 1995). A los fines del diseño, el método de preferencia para establecer el espesor de hielo, t, consiste en basarse en mediciones de espesores máximos tomadas en los potenciales sitios de emplazamiento del puente durante un período de varios años.

Para aquellos casos en los cuales no hay observaciones disponibles correspondientes a un período de tiempo adecuado, se sugiere el siguiente método empírico basado en Neill (1981):

$$t = 34 \alpha \sqrt{S_f} \quad (C3.9.2.2-1)$$

ESPECIFICACIONES

si $\alpha \leq 15^\circ$, para el cálculo de la fuerza horizontal, F, no se considerará el modo de falla del hielo por flexión como un modo de falla posible; en este caso F se deberá tomar igual a F_c .

COMENTARIO

donde:

α = coeficiente para condiciones locales, normalmente menor que 1,0

S_f = índice de congelamiento; sumatoria algebraica, $\sum(-T)$, consideradas desde la fecha de congelamiento hasta la fecha de interés, en días grados.

T = temperatura media diaria del aire (°C)

Suponiendo que hay registros de temperatura disponibles, se puede determinar el valor máximo de S_f registrado.

Un método posible para determinar " α " es mediante una calibración sencilla para la cual, durante el transcurso de un único invierno, se puede medir el espesor del hielo en diferentes puntos y graficarlo en función de $\sqrt{S_f}$.

A modo de guía, Neill (1981) indica los siguientes valores para α :

- lagos ventosos sin nieve 0,8
- lago promedio con nieve 0,5-0,7
- río promedio con nieve 0,4-0,5
- pequeño río protegido con nieve 0,2-0,4

Gracias a sus propiedades aislantes la nieve afecta significativamente el crecimiento de hielo. Williams (1963) mostró que una cubierta de nieve de más de 150 mm de espesor reduce " α " en hasta 50 por ciento.

Neill no define "promedio," y Gerard y Stanely (1992) han señalado que una gran altura de nieve puede producir hielo-nieve, anulando los beneficios de la acción aislante de la nieve.

Los lagos de mayor tamaño demoran más en enfriarse, y esto provoca que la fecha de congelamiento sea más tardía. El resultado es que hay menos días-grados de congelamiento y, por lo tanto, los espesores de hielo son menores.

La decisión que resta tomar es establecer la altura adecuada donde se ha de aplicar la fuerza de hielo a la pila. La altura requerida es la correspondiente a la desintegración, no el nivel medio invernal. Neill (1981) sugiere varios métodos para determinar alturas del hielo, pero probablemente el método de uso más generalizado consiste en confiar en el conocimiento de las personas de la zona, junto con un análisis de las márgenes del río para determinar la magnitud de los daños provocados por el hielo, como por ejemplo marcas existentes o ausencia de árboles.