

## SECCIÓN 3 (SI) - CARGAS Y FACTORES DE CARGA

### CONTENIDO

3.1	CAMPO DE APLICACIÓN .....	3-1
3.2	DEFINICIONES .....	3-1
3.3	SIMBOLOGÍA .....	3-4
3.3.1	Simbología General.....	3-4
3.3.2	Cargas y Denominación de las Cargas .....	3-9
3.4	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS.....	3-10
3.4.1	Factores de Carga y Combinaciones de Cargas .....	3-10
3.4.2	Factores de Carga para Cargas Constructivas .....	3-17
3.4.3	Factores de Carga para Fuerzas de Tesado y Postesado .....	3-17
3.4.3.1	Fuerzas de Tesado .....	3-17
3.4.3.2	Fuerza para las Zonas de Anclaje de Postesado .....	3-17
3.5	CARGAS PERMANENTES .....	3-17
3.5.1	Cargas Permanentes: <i>DC</i> , <i>DW</i> y <i>EV</i> .....	3-17
3.5.2	Cargas de Suelo: <i>EH</i> , <i>ES</i> y <i>DD</i> .....	3-18
3.6	SOBRECARGAS VIVAS.....	3-18
3.6.1	Sobrecargas Gravitatorias: <i>LL</i> y <i>PL</i> .....	3-18
3.6.1.1	Sobrecarga Vehicular .....	3-18
3.6.1.1.1	Número de Carriles de Diseño .....	3-19
3.6.1.1.2	Presencia de Múltiples Sobrecargas.....	3-19
3.6.1.2	Sobrecarga Vehicular de Diseño .....	3-20
3.6.1.2.1	Requisitos Generales .....	3-20
3.6.1.2.2	Camión de Diseño .....	3-25
3.6.1.2.3	Tandem de Diseño .....	3-26
3.6.1.2.4	Carga del Carril de Diseño .....	3-26
3.6.1.2.5	Área de Contacto de los Neumáticos .....	3-26
3.6.1.2.6	Distribución de las Cargas de Rueda a través de Suelos de Relleno.....	3-27
3.6.1.3	Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño .....	3-27
3.6.1.3.1	Requisitos Generales .....	3-27
3.6.1.3.2	Carga para la Evaluación Opcional de la Deflexión por Sobrecarga .....	3-28
3.6.1.3.3	Cargas de Diseño para Tableros, Sistemas de Tableros y Losas Superiores de Alcantarillas Rectangulares .....	3-29
3.6.1.3.4	Carga para el Vuelo del Tablero .....	3-29
3.6.1.4	Carga de Fatiga .....	3-30

3.6.1.4.1 Magnitud y Configuración .....	3-30
3.6.1.4.2 Frecuencia .....	3-30
3.6.1.4.3 Distribución de Cargas para Fatiga .....	3-31
3.6.1.4.3a Métodos Refinados .....	3-31
3.6.1.4.3b Métodos Aproximados .....	3-31
3.6.1.5 Cargas de Tránsito Ferroviario .....	3-31
3.6.1.6 Cargas Peatonales .....	3-32
3.6.2 Incremento por Carga Dinámica: <i>IM</i> .....	3-32
3.6.2.1 Requisitos Generales .....	3-32
3.6.2.2 Componentes Enterrados .....	3-33
3.6.2.3 Componentes de Madera .....	3-33
3.6.3 Fuerzas Centrífugas: <i>CE</i> .....	3-33
3.6.4 Fuerza de Frenado: <i>BR</i> .....	3-34
3.6.5 Fuerza de Colisión de un Vehículo: <i>CT</i> .....	3-36
3.6.5.1 Protección de las Estructuras .....	3-36
3.6.5.2 Colisión de Vehículos Carreteros y Ferroviarios contra las Estructuras .....	3-37
3.6.5.3 Colisión de Vehículos contra las Barreras .....	3-37
3.7 CARGAS HIDRÁULICAS: <i>WA</i> .....	3-37
3.7.1 Presión Hidrostática .....	3-37
3.7.2 Flotabilidad .....	3-38
3.7.3 Presión de Flujo .....	3-38
3.7.3.1 Longitudinal .....	3-38
3.7.3.2 Carga Lateral .....	3-39
3.7.4 Carga del Oleaje .....	3-40
3.7.5 Cambio de las Fundaciones debido al Estado Límite para Socavación .....	3-40
3.8 CARGA DE VIENTO: <i>WL</i> y <i>WS</i> .....	3-41
3.8.1 Presión Horizontal del Viento .....	3-41
3.8.1.1 Requisitos Generales .....	3-41
3.8.1.2 Presión del Viento sobre las Estructuras: <i>WS</i> .....	3-42
3.8.1.2.1 Requisitos Generales .....	3-42
3.8.1.2.2 Cargas de las Superestructuras .....	3-43
3.8.1.2.3 Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura .....	3-44
3.8.1.3 Presión de Viento sobre los Vehículos: <i>WL</i> .....	3-44
3.8.2 Presión Vertical del Viento .....	3-44
3.8.3 Inestabilidad Aeroelástica .....	3-45
3.8.3.1 Requisitos Generales .....	3-45

3.8.3.2 Fenómenos Aeroelásticos .....	3-45
3.8.3.3 Control de Respuestas Dinámicas .....	3-46
3.8.3.4 Ensayos en Túnel de Viento .....	3-46
3.9 CARGAS DE HIELO: <i>IC</i> .....	3-46
3.9.1 Requisitos Generales .....	3-46
3.9.2 Fuerzas de Hielo Dinámicas sobre las Pilas .....	3-48
3.9.2.1 Resistencia Efectiva del Hielo.....	3-48
3.9.2.2 Trituración y Flexión.....	3-49
3.9.2.3 Cursos de Agua Pequeños .....	3-51
3.9.2.4 Combinación de Fuerzas Longitudinales y Transversales .....	3-52
3.9.2.4.1 Pilas Paralelas al Flujo .....	3-52
3.9.2.4.2 Pilas Oblicuas Respecto del Flujo.....	3-53
3.9.2.5 Pilas Esbeltas y Flexibles .....	3-53
3.9.3 Cargas de Hielo Estáticas sobre Pilas de Puente .....	3-53
3.9.4 Presas de Hielo Colgantes y Barreras de Hielo .....	3-53
3.9.5 Fuerzas Verticales Debidas a la Adherencia de Hielo .....	3-54
3.9.6 Acreción de Hielo y Cargas de Nieve en las Superestructuras .....	3-55
3.10 EFECTOS SÍSMICOS: <i>EQ</i> .....	3-56
3.10.1 Requisitos Generales.....	3-56
3.10.2 Coeficiente de Aceleración .....	3-57
3.10.3 Categorías según la Importancia del Puente .....	3-60
3.10.4 Zonas Sísmicas .....	3-60
3.10.5 Efectos del Sitio de Emplazamiento.....	3-61
3.10.5.1 Requisitos Generales .....	3-61
3.10.5.2 Perfil de Suelo Tipo I .....	3-61
3.10.5.3 Perfil de Suelo Tipo II .....	3-61
3.10.5.4 Perfil de Suelo Tipo III.....	3-62
3.10.5.5 Perfil de Suelo Tipo IV .....	3-62
3.10.6 Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica .....	3-62
3.10.6.1 Requisitos Generales .....	3-62
3.10.6.2 Excepciones .....	3-63
3.10.7 Factores de Modificación de Respuesta .....	3-63
3.10.7.1 Requisitos Generales .....	3-63
3.10.7.2 Aplicación .....	3-64
3.10.8 Combinación de Solicitaciones Sísmicas .....	3-64
3.10.9 Cálculo de las Fuerzas de Diseño .....	3-65

3.10.9.1 Requisitos Generales .....	3-65
3.10.9.2 Zona Sísmica 1 .....	3-65
3.10.9.3 Zona Sísmica 2 .....	3-66
3.10.9.4 Zonas Sísmicas 3 y 4 .....	3-67
3.10.9.4.1 Requisitos Generales .....	3-67
3.10.9.4.2 Fuerzas de Diseño Modificadas .....	3-67
3.10.9.4.3 Fuerzas de Rotulación Inelástica .....	3-67
3.10.9.4.3a Requisitos Generales .....	3-67
3.10.9.4.3b Columnas y Pilares Individuales .....	3-68
3.10.9.4.3c Pilares con Dos o Más Columnas .....	3-69
3.10.9.4.3d Fuerzas de Diseño para Caballetes de Pilotes y Columnas .....	3-70
3.10.9.4.3e Fuerzas de Diseño para Pilares .....	3-71
3.10.9.4.3f Fuerzas de Diseño para Fundaciones .....	3-71
3.10.9.5 Sujetadores Longitudinales .....	3-72
3.10.9.6 Dispositivos de Amarre .....	3-72
3.10.10 Requisitos para Puentes Temporarios y Puentes Construidos por Etapas .....	3-72
3.11 EMPUJE DEL SUELO: $EH$ , $ES$ , $LS$ y $DD$ .....	3-73
3.11.1 Requisitos Generales.....	3-73
3.11.2 Compactación .....	3-74
3.11.3 Presencia de Agua .....	3-75
3.11.4 Efecto Sísmico .....	3-75
3.11.5 Empuje del Suelo: $EH$ .....	3-76
3.11.5.1 Empuje Lateral del Suelo .....	3-76
3.11.5.2 Coeficiente de Empuje Lateral en Reposo, $k_o$ .....	3-77
3.11.5.3 Coeficiente de Empuje Lateral Activo, $k_a$ .....	3-78
3.11.5.4 Coeficiente de Empuje Lateral Pasivo, $k_p$ .....	3-81
3.11.5.5 Método del Fluido Equivalente para Estimar Empujes Laterales de Rankine .....	3-84
3.11.5.6 Empujes Laterales del Suelo para Muros Tipo Pantalla .....	3-85
3.11.5.7 Empujes Aparentes del Suelo para Muros Anclados .....	3-89
3.11.5.7.1 Suelos no Cohesivos.....	3-90
3.11.5.7.2 Suelos Cohesivos .....	3-91
3.11.5.7.2a Suelos Rígidos a Duros .....	3-91
3.11.5.7.2b Suelos Blandos a Medianamente Rígidos .....	3-92
3.11.5.8 Empujes Laterales del Suelo para Muros de Tierra Estabilizada Mecánicamente .....	3-93
3.11.5.8.1 Requisitos Generales.....	3-93
3.11.5.8.2 Estabilidad Interna.....	3-95

3.11.5.9 Empujes Laterales del Suelo para Muros Modulares Prefabricados .....	3-95
3.11.6 Sobrecargas: <i>ES</i> y <i>LS</i> .....	3-97
3.11.6.1 Sobrecarga Uniforme ( <i>ES</i> ) .....	3-97
3.11.6.2 Cargas Puntuales, Lineales y de Faja ( <i>ES</i> ) – Muros Restringidos contra el Movimiento .....	3-98
3.11.6.3 Cargas de Faja ( <i>ES</i> ) – Muros Flexibles .....	3-102
3.11.6.4 Sobrecarga Viva ( <i>LS</i> ) .....	3-104
3.11.6.5 Reducción de la Sobrecarga .....	3-106
3.11.7 Reducción Debida al Empuje del Suelo .....	3-106
3.11.8 Fricción Negativa .....	3-106
3.12 SOLICITACIONES PROVOCADAS POR DEFORMACIONES SUPERPUESTAS:	
<i>TU, TG, SH, CR, SE</i> .....	3-107
3.12.1 Requisitos Generales.....	3-107
3.12.2 Temperatura Uniforme .....	3-107
3.12.2.1 Procedimiento A .....	3 - 107
3.12.2.1.1 Rango de Temperatura .....	3-107
3.12.2.2 Procedimiento B .....	3-108
3.12.2.2.1 Rango de Temperatura .....	3-108
3.12.2.2.2 Movimientos de Diseño .....	3-109
3.12.2.2.2a Apoyos Elastoméricos .....	3-110
3.12.2.2.2b Otros Apoyos .....	3-110
3.12.2.2.2c Juntas de Expansión .....	3-110
3.12.2.3 Temperatura de Instalación .....	3-111
3.12.2.4 Variación Estacional de la Temperatura .....	3-111
3.12.3 Gradiente de Temperatura .....	3-112
3.12.4 Contracción Diferencial .....	3-114
3.12.5 Fluencia Lenta .....	3-114
3.12.6 Asentamiento .....	3-114
3.13 FUERZAS FRICCIONALES: <i>FR</i> .....	3-114
3.14 COLISIÓN DE EMBARCACIONES: <i>CV</i> .....	3-114
3.14.1 Requisitos Generales .....	3-114
3.14.2 Responsabilidad del Propietario .....	3-116
3.14.3 Categorías según la Importancia del Puente .....	3-116
3.14.4 Embarcación de Diseño .....	3-116
3.14.5 Frecuencia Anual de Colapso .....	3-117
3.14.5.1 Distribución de Frecuencia de las Embarcaciones .....	3-118
3.14.5.2 Probabilidad de Desviación .....	3-119

3.14.5.2.1 Requisitos Generales .....	3-119
3.14.5.2.2 Método Estadístico .....	3-120
3.14.5.2.3 Método Aproximado .....	3-120
3.14.5.3 Probabilidad Geométrica .....	3-123
3.14.5.4 Probabilidad de Colapso .....	3-124
3.14.6 Velocidad de Colisión de Diseño .....	3-125
3.14.7 Energía de Colisión de una Embarcación .....	3-126
3.14.8 Fuerza de Colisión de una Embarcación en una Pila .....	3-127
3.14.9 Longitud de Avería de Proa .....	3-129
3.14.10 Fuerza de Colisión de una Embarcación en la Superestructura .....	3-129
3.14.10.1 Colisión de la Proa .....	3-129
3.14.10.2 Colisión de la Caseta de Cubierta .....	3-130
3.14.10.3 Colisión del Mástil .....	3-130
3.14.11 Fuerza de Colisión de una Barcaza en una Pila .....	3-130
3.14.12 Longitud de Daño de Proa de una Barcaza .....	3-132
3.14.13 Daño en el Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo .....	3-132
3.14.14 Aplicación de las Fuerzas de Impacto .....	3-132
3.14.14.1 Diseño de la Subestructura .....	3-132
3.14.14.2 Diseño de la Superestructura .....	3-134
3.14.15 Protección de las Subestructuras .....	3-134

## SECCIÓN 3 (SI)

# CARGAS Y FACTORES DE CARGA

### 3.1 CAMPO DE APLICACIÓN

#### C3.1

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 comportamiento, la selección del nivel de comportamiento 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.

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 embarcaciones, 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.

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

### 3.2 DEFINICIONES

*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.

*Ancho de Calzada* – Espacio libre entre barreras y/o cordones.

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

*Barrera Estructuralmente Continua* – Barrera, o cualquier parte de la misma, que se interrumpe sólo en las juntas del tablero.

*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.

*Calado de Diseño* – Profundidad del agua correspondiente al nivel medio de aguas altas.

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

*Carga Nominal* – Nivel de carga de diseño seleccionado arbitrariamente.

*Cargas Permanentes* – Cargas y fuerzas que permanecen constantes una vez terminada la construcción, o bien aquellas que se supone permanecen constantes.

*Carril de Diseño* – Carril de circulación ideal ubicado transversalmente sobre la carretera.

*Cristales de Hielo* – Hielo resultante de un flujo de agua turbulento.

*Cuña de Suelo Activa* – Cuña de suelo que tiende a moverse si no es retenida por una estructura o componente.

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

*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.

*Empuje Activo de las Tierras* – Presión lateral resultante de la retención de suelo por parte de una estructura o componente que tiende a alejarse de la masa 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.

*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.

*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.

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

*Fuerza Centrifuga* – Fuerza lateral provocada por un cambio de dirección del movimiento de un vehículo.

*Global* – Correspondiente a la totalidad de la superestructura o a la totalidad del puente.

*Incremento por Carga Dinámica* – Aumento de las solicitaciones estáticas aplicadas que toma en cuenta la interacción dinámica entre el puente y los vehículos en movimiento.

*Índice de Confiabilidad* – Valoración cuantitativa de la seguridad, expresada como la relación de la diferencia entre la resistencia media y la solicitación media sobre la desviación estándar combinada de la resistencia y la solicitación.

*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 debida 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.

*Línea de Ruedas* – Agrupación de ruedas en forma transversal o longitudinal.

*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.

*Relación de Sobreconsolidación (OCR)* – Relación entre la máxima presión de preconsolidación y la presión provocada por la sobrecarga del suelo.



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

*Sistema de Ejes* – Eje simple o eje tandem.

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

*Subestructura* – Componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal.

*Suelo Normalmente Consolidado* – Suelo en el cual la presión efectiva provocada por la sobrecarga actual es igual a la máxima presión que ha experimentado.

*Suelo Sobreconsolidado* – Suelo que ha sido sometido a una presión mayor que la que actualmente existe.

*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 contrarrestar un relajamiento inicial, a la vez que permite movimientos de origen térmico.

*Superestructura* – Componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal.

*Superficie de Influencia* – Función continua o discretizada sobre el tablero de un puente cuyo valor en un punto, multiplicado por una carga actuando perpendicularmente al tablero en dicho punto, permite obtener la solicitud deseada.

*Tandem* – Dos ejes poco separados generalmente conectados a un mismo carro inferior que ayuda a distribuir la carga de manera equitativa entre ambos ejes.

*Temperatura de Fraguado* – Temperatura media de una estructura que se utiliza para determinar las dimensiones de una estructura cuando se añade o coloca un componente.

*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.

*Vehículo de Circulación Restringida* – Vehículo cuya circulación está restringida por disposiciones administrativas debido a su peso o tamaño.

*Vía de Gran Calado* – Vía navegable usada por embarcaciones mercantes con un calado máximo de 4200 a 18.000+ mm.

*Vía de Poco Calado* – Vía navegable usada fundamentalmente por embarcaciones tipo barcaza con un calado máximo menor que 2700 a 3000 mm.

*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.

*Vibración Aeroelástica* – Respuesta elástica periódica de una estructura frente al viento.

### 3.3 SIMBOLOGÍA

#### 3.3.1 Simbología General

$A$	= sección en planta de un témpano de hielo ( $\text{mm}^2$ ); 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 discreto de un muro vertical (mm) (C3.6.4) (3.11.5.6)
$b_f$	= ancho de la carga aplicada o de una 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 ( $\text{s}^2 \text{N/m}^4$ ) (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 muros permanente tipo pantalla formados por elementos verticales discretos (mm) (3.11.5.6)
$D_B$	= profundidad de proa (mm) (C3.14.5.1)
$D_E$	= profundidad mínima de la cubierta 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)
$D_I$	= 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 (J) (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 el 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)
$F_l$	= 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)
$f'_c$	= resistencia a la compresión especificada del hormigón a utilizar en el diseño (MPa) (3.5.1)
$g$	= aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ) (3.6.3)
$H$	= resistencia última de un elemento del puente (N); altura final de un muro de sostenimiento (mm); profundidad total de una 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 en la proa de una barcaza (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)
$H_l$	= distancia entre la superficie del terreno y el tirante ubicado a mayor altura (mm) (3.11.5.7.1)
$H_{n+1}$	= distancia entre 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)
$IM$	= incremento por carga dinámica (C3.6.1.2.5)
$KE$	= energía de impacto de diseño correspondiente a la colisión de una embarcación (J) (3.14.7)
$K_l$	= 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); longitud de expansión (mm) (3.9.5) (3.11.5.8) (3.11.6.3) (3.12.2.2.2a)
$\ell$	= longitud característica (mm); separación entre centros de los elementos de un 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)
$N_s$	= 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 la 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)
$\overline{P}_B$	= fuerza de impacto estática equivalente media 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 lineal 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 una carga lineal de longitud infinita (N/mm) (3.4.1) (3.11.6.2)
$Q_i$	= sollicitaciones (3.4.1)
$q$	= sobrecarga de suelo (MPa) (3.11.6.3)
$q_s$	= 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 que considera la 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 que considera la presencia de corrientes paralelas a la dirección de recorrido de las embarcaciones (3.14.5.2.3)
$R_D$	= factor de corrección de PA que considera la 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 que considera la presencia de 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 en condición no drenada de un suelo cohesivo (MPa) (3.11.5.6)
$S_{ub}$	= resistencia al corte en condición no drenada del suelo 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)
$T_{MaxDiseño}$	= máxima temperatura de diseño para determinar los movimientos de puentes y juntas de expansión (°) (3.12.2.2.1)
$T_{MinDiseño}$	= mínima temperatura de diseño para determinar los movimientos de puentes y juntas de expansión (°) (3.12.2.2.1)
$t$	= espesor de hielo (mm); espesor del tablero (mm) (3.9.2.2) (3.12.3)
$V$	= velocidad del agua de diseño (m/s); velocidad de impacto de diseño 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 a la altura de diseño $Z$ (km/h) (3.8.1.1)
$V_{MIN}$	= mínima velocidad de impacto de diseño, siempre mayor o igual 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 ( $\text{kg/m}^3$ ) (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)

$X_c$  = 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)

$X_l$  = 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 cota 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)

$\alpha$  = constante que considera las condiciones del terreno en relación 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 ( $^\circ$ ); inclinación del respaldo de un muro respecto de un eje vertical ( $^\circ$ ); 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); coeficiente de expansión térmica ( $\text{mm/mm}^\circ\text{C}$ ) (C3.8.1.1) (C3.9.2.2) (3.9.2.2) (C3.11.5.3) (3.11.6.2) (3.12.2.2.2a)

$B$  = pendiente ideal del relleno ( $^\circ$ ) (3.11.5.8.1)

$\beta$  = índice de seguridad; ángulo del borde de ataque en un plano horizontal usado para calcular las fuerzas de hielo transversales ( $^\circ$ ); pendiente de la superficie del relleno detrás de un muro de sostenimiento; {+ para las pendientes que ascienden a partir el muro; – para pendientes que descienden a partir del muro} ( $^\circ$ ) (C3.4.1) (3.9.2.4.1) (3.11.5.3)

$\beta'$  = pendiente de la superficie del terreno frente a un muro {+ para las pendientes que ascienden a partir el muro; – para pendientes que descienden a partir del muro} ( $^\circ$ ) (3.11.5.6)

$\gamma$  = factores de carga; densidad de los materiales ( $\text{kg/m}^3$ ); densidad del agua ( $\text{kg/m}^3$ ); densidad del suelo ( $\text{kg/m}^3$ ) (C3.4.1) (3.5.1) (C3.9.5) (3.11.5.1)

$\gamma_s$  = densidad del suelo ( $\text{kg/m}^3$ ) (3.11.5.1)

$\gamma'_s$  = densidad efectiva del suelo ( $\text{kg/m}^3$ ) (3.11.5.6)

$\gamma_{EQ}$  = factor de carga para sobrecargas aplicadas simultáneamente con cargas sísmicas (3.4.1)

$\gamma_{eq}$  = densidad de fluido equivalente del suelo ( $\text{kg/m}^3$ ) (3.11.5.5)

$\gamma_i$  = factor de carga (3.4.1)

$\gamma_p$  = factor de carga para las cargas permanentes (3.4.1)

$\gamma_{SE}$  = factor de carga para el asentamiento (3.4.1)

$\gamma_{TG}$	= factor de carga para el gradiente de temperatura (3.4.1)
$\Delta$	= 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) (3.12.2.2.2a)
$\Delta_p$	= empuje horizontal constante debido a una sobrecarga de suelo uniforme (MPa) (3.11.6.1)
$\Delta_{pH}$	= 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)
$\delta$	= ángulo de una cuña de hielo truncada (°); ángulo de fricción entre relleno y muro (°); ángulo entre el muro de cimentación y una línea que conecta el punto considerado en el muro 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)
$\eta_i$	= modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2; ángulo que forma la cara de un muro de sostenimiento respecto de la vertical (3.4.1) (3.11.5.9)
$\theta$	= ángulo del respaldo de un muro respecto de la horizontal (°); ángulo de un codo o curva del cauce (°); ángulo entre la dirección de flujo de la corriente y el eje longitudinal de la pila (°) (3.11.5.3) (3.14.5.2.3) (3.7.3.2)
$\theta_f$	= ángulo de fricción entre un témpano de hielo y una pila (°) (3.9.2.4.1)
$\sigma$	= desviación estándar de la distribución normal (3.14.5.3)
$\sigma_T$	= resistencia a la tracción del hielo (MPa) (C3.9.5)
$\nu$	= coeficiente de Poisson (3.11.6.2)
$\phi$	= factores de resistencia (C3.4.1)
$\phi_f$	= ángulo de fricción interna (°) (3.11.5.4)
$\phi'_f$	= ángulo efectivo de fricción interna (°) (3.11.5.2)
$\phi_r$	= ángulo de fricción interna de un relleno reforzado (°) (3.11.6.3)
$\phi'_s$	= ángulo de fricción interna del suelo retenido (°) (3.11.5.6)

### 3.3.2 Cargas y Denominación de las Cargas

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- Cargas permanentes

$DD$  = fricción negativa (downdrag)

$DC$  = 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

$EV$  = presión 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

$CT$  = 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

$WL$  = 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

#### C3.4.1

La sollicitación mayorada total se tomará como:

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

donde:

$\eta_i$  = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2

$Q_i$  = sollicitaciones de las cargas aquí especificadas

$\gamma_i$  = 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

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



aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites:

- RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

El valor reducido de 0,50 (aplicable a todas las combinaciones de cargas de resistencia) especificado para *TU*, *CR* y *SH*, usado al calcular solicitaciones diferentes a los desplazamientos en el estado límite de resistencia, representa una reducción anticipada de estas solicitaciones en combinación con la respuesta inelástica de la estructura. El cálculo de desplazamientos para estas cargas utiliza 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 referente a tráfico simultáneo sobre el puente.

En presencia de viento de velocidades 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 estándar de calibración 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 seguridad próximo al valor deseado o meta  $\beta = 3,5$  se retienen para su potencial aplicación. Entre estas combinaciones, para cada tipo de componente estructural se eligen factores de carga  $\gamma$  constantes y los correspondientes factores de resistencia  $\phi$  que reflejen 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 resultar en un conjunto de factores de resistencia diferentes a los aceptables 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

- RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa 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.
- EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, *CT*.
- SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones 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 utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
- SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención

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.

Aunque este estado límite incluye las cargas hidráulicas, *WA*, las solicitaciones provocadas por *WA* son considerablemente menos significativas que los efectos que la degradación provoca sobre la estabilidad de la estructura. Por lo tanto, a menos que las condiciones específicas del predio determinen lo contrario, en el diseño no se deberían incluir las profundidades de socavación local en las pilas ni de la socavación por contracción. 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.

Se supone que el período 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 debidas a TU, TG, CR, SH y SE.

El factor para sobrecarga igual a 0,50 significa que es 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 de cargas, mientras que las tensiones de tracción se investigan utilizando la combinación Servicio II.

Esta combinación de cargas corresponde al requisito de

es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

- **SERVICIO III** – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- **SERVICIO IV** – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- **FATIGA** – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan 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 de diseño. Se deberán investigar todos los subconjuntos relevantes de las combinaciones de cargas. En cada combinación de cargas, cada una de las cargas que debe ser considerada y que es 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. Luego los productos se deberán sumar de la manera especificada en la Ecuación 1.3.2.1-1 y

sobrecarga para estructuras de acero que especificaban 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 mucho 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. La significancia estadística del factor 0,80 que se aplica a la 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 0,70 que se aplica al viento representa un viento de 135 km/h. Con esto se debería obtener tracción nula en las subestructuras de hormigón pretensado para vientos con un período de recurrencia media de diez años. Las subestructuras de hormigón pretensado también deben satisfacer los requisitos de resistencia especificados la Combinación de Cargas para Resistencia III del Artículo 3.4.1.

No se recomienda combinar el gradiente térmico con elevadas fuerzas del viento. Se incluyen las fuerzas de expansión de la superestructura.

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 sus efectos acumulativos sobre los elementos, componentes y conexiones de acero.

Este artículo refuerza el método tradicional de seleccionar combinaciones de cargas con las cuales se obtengan solicitaciones extremas realistas, y su intención es aclarar el tema de la variabilidad de las cargas permanentes y sus efectos o solicitaciones. Como siempre, el Propietario o el Diseñador pueden determinar que no todas las cargas de una combinación de cargas dada 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 provocadas por las

multiplicar por los modificadores de las cargas especificados en el Artículo 1.3.2.

Los factores se deberán seleccionar de manera de producir la solicitación total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar 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 deberá aplicar el valor mínimo. Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes, de la Tabla 2 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a *TU*, *CR* y *SH* se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

La evaluación de la estabilidad global de los rellenos retenidos, así como de los taludes de tierra con o sin unidad de fundación poco o muy profunda, se debería hacer utilizando 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.

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 calcular 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 el levantamiento del apoyo de una viga continua, no sería correcto utilizar el máximo factor de carga para las cargas permanentes que actúan en los tramos que producen una reacción negativa y el mínimo factor de carga en los tramos que producen reacción positiva. Consideremos la investigación del levantamiento. El levantamiento, que en ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares de 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, dicha carga se tendría que multiplicar por el máximo factor de carga, independientemente del tramo en el cual esté ubicada. Si otra carga permanente reduce el levantamiento, se tendría que multiplicar por el mínimo factor de carga, 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 corresponda. Las sumatorias algebraicas de estos productos son las solicitaciones totales para las cuales se deberían diseñar el puente y sus componentes.

Aplicando estos criterios para evaluar 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  $\gamma_{pmin}$  (1,00) y el peso de la estructura se debería multiplicar por  $\gamma_{pmin}$  (0,90) ya que estas fuerzas provocan un aumento de la presión de contacto (y de la resistencia al corte) en la 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  $\gamma_{pmax}$  (1,50) para una distribución del empuje activo del suelo, ya que la fuerza provoca una fuerza de resbalamiento más crítica en la base del muro.

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

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

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

$$DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TG + EL$$

(3.4.1-2)

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

De manera similar, los valores de  $\gamma_{pmax}$  para el 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 evaluar la capacidad de carga de una fundación.

En todas las combinaciones de cargas correspondientes a estados límite de resistencia, las cargas hidráulicas y friccionales se incluyen con sus respectivos valores nominales.

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

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 diseñan sin considerar los gradientes de temperatura, es decir,  $\gamma_{TG} = 0,0$ .

Las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares 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 especifica un factor de carga para el empuje pasivo lateral, ya que estrictamente el empuje pasivo lateral del suelo es una resistencia y no una carga. En el Artículo C10.5.4 se discute la selección de un 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 sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	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	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
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	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$ 

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento 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		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• 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 flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

**3.4.2 Factores de Carga para Cargas Constructivas**

Los factores de carga para el peso de la estructura y sus 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 los equipos y para los 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 igual a 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 veces la reacción 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 carga 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 veces 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 unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

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

**C3.4.2**

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

**C3.5.1**

La Tabla 1 contiene un listado densidades tradicionales. La densidad de los materiales granulares depende de su grado de compactación y del contenido de agua. La densidad del hormigón depende fundamentalmente de la densidad de los agregados, la cual varía según la ubicación geológica y aumenta con la resistencia a la compresión del hormigón. La densidad del hormigón armado generalmente se toma 72 kg/m<sup>3</sup> mayor que la densidad del hormigón simple. Los valores especificados para madera incluyen la masa de los conservantes obligatorios. La masa especificada para los rieles para tránsito, etc. solamente se

debe utilizar a los efectos del diseño preliminar.

Las densidades indicadas en  $\text{kg/m}^3$  y  $\text{kg/mm}$  corresponden a unidades de masa, no a unidades de fuerza. Para convertir a la unidad de fuerza  $\text{N/m}^3$  multiplicar por un valor constante de la aceleración de la gravedad  $g = 9,8066 \text{ m/seg}^2$  y considerar la unidad  $[\text{kg m/seg}^2]$  como un Newton.

**Tabla 3.5.1-1 – Densidades**

Material		Densidad ( $\text{kg/m}^3$ )
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35 \text{ MPa}$	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105 \text{ MPa}$	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		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

### 3.5.2 Cargas de Suelo: *EH*, *ES* y *DD*

Las cargas correspondientes a empuje del suelo, sobrecarga de suelo y fricción negativa deberán ser 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

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

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 deberá tomar igual al 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 de Múltiples Sobrecargas

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

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

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado,
- Se podrán utilizar al investigar el efecto 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 considerar como un carril cargado.

Los factores especificados en la Tabla 1 no se deben aplicar 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 aplica la ley de momentos o si se utilizan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes de vigas y losas, especificados en el Artículo 4.6.2.2.d.

### C3.6.1.1.1

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 están 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 debe determinar el número y la ubicación de los vehículos y carriles y, por lo tanto, debe incluir el factor de presencia múltiple. En otras palabras, si se requiere un diagrama para determinar la distribución de las cargas, el Ingeniero tiene la responsabilidad de incluir factores de presencia múltiple y de seleccionar el caso más desfavorable posible. El factor 1,20 de la Tabla 1 ya está incluido en las ecuaciones aproximadas y se debería eliminar 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 y no en base a un único vehículo. Por lo tanto, aunque haya un único vehículo sobre el puente, este único vehículo puede ser más pesado que cada uno de los vehículos de un 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 la hipótesis de que la probabilidad de la presencia simultánea de una carga peatonal densa junto con una sobrecarga de diseño cuyo período de recurrencia es de 75 años es remota. A los fines de este requisito, se ha supuesto que si un puente se utiliza como punto panorámico durante ocho horas cada año por un tiempo total de alrededor de un mes, la sobrecarga viva a

**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

combinar con la misma tendría un período de recurrencia de un mes. Esto se puede aproximar razonablemente usando los factores de presencia múltiple, aún cuando estos factores originalmente fueron desarrollados para sobrecarga vehicular.

Por ejemplo, si un elemento soporta una acera y un carril de sobrecarga vehicular, el elemento se debería investigar para la sobrecarga vehicular solamente con  $m = 1,20$  y para las cargas peatonales combinadas con la sobrecarga vehicular con  $m = 1,0$ . Si un elemento soporta una acera y dos carriles de sobrecarga vehicular, el elemento se debería investigar para las siguientes condiciones:

- Un carril de sobrecarga vehicular,  $m = 1,20$ ;
- El mayor valor entre los carriles más significativos de sobrecarga vehicular y 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  $m = 1,20$  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 anterior.

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

- Si  $100 \leq ADTT \leq 1000$  se puede utilizar el 95 por ciento de la solicitud especificada; y
- Si  $ADTT < 100$  se puede utilizar el 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 si el volumen de camiones es 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, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o tandem de diseño, y

#### 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 mayor que el valor típico;

- Carga de carril de diseño.
- Se anticipa que la calzada soportará porcentajes de tráfico de camiones inusualmente elevados;
- Un elemento de control de flujo, como por ejemplo 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 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.

Este modelo de sobrecarga, consistente en un camión o 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 determinaron en base a 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.

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

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 los momentos y cortes se compararon con los resultados de estudios sobre peso de camiones (*Csagoly y Knobel* 1981; *Nowak* 1992), datos seleccionados de peso en movimiento (WIM) y el modelo de sobrecarga del *Ontario Highway Bridge Design Code* (OHBDC 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.

En las Figuras C1 a C6 se aplica la siguiente nomenclatura. Estas figuras muestran los resultados de estudios de sobrecargas realizados para dos tramos continuos iguales o para tramos simples:

$M_{POS\ 0,4L}$  = 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 el apoyo interior

$V_{ab}$  = corte adyacente a cualquiera de los

apoyos exteriores

$V_{ba}$  = corte adyacente al apoyo interior

$M_{ss}$  = momento a mitad de tramo en un tramo simplemente apoyado

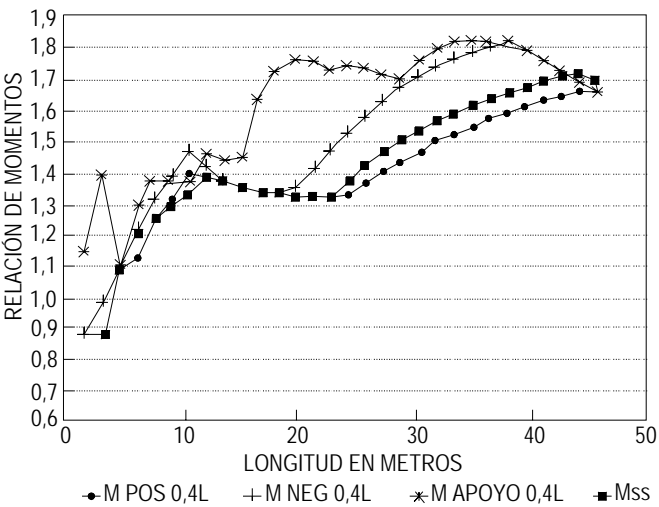
Un "tramo" es la longitud del tramo simple o de uno de los dos tramos continuos. La comparación se realizó calculando las relaciones entre las solicitaciones producidas ya sea en vigas de un solo tramo o en vigas continuas de dos tramos. Una relación mayor que 1,0 indica que uno o más de los vehículos 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 corte y momento entre la envolvente de solicitaciones provocadas por 22 configuraciones de camiones elegidas de manera que fueran 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 con una separación de 1200 mm, tal como se utilizaba en ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares de 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 un apoyo interior, los resultados presentados se basan en dos vehículos excluidos idénticos en tandem y separados al menos 15.000 mm.

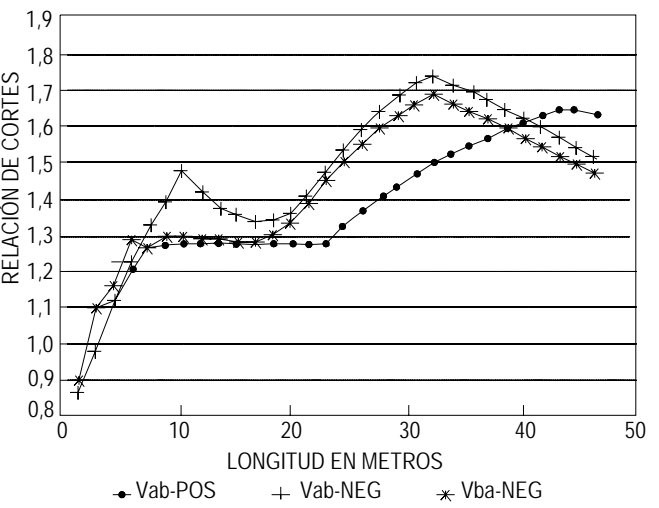
Las Figuras C3 y C4 muestran comparaciones entre las solicitaciones producidas por un único camión excluido en cada carril y el modelo de carga ideal, excepto para momento negativo, para cuyo caso se usaron vehículos excluidos tipo tandem. En el caso de momento negativo en un apoyo, los requisitos del Artículo 3.6.1.3.1 que requieren investigar el 90 por ciento de la solicitación provocada por dos camiones de diseño, más el 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 rango de longitudes del tramo,
- Tanto para corte como para momento, y
- Tanto para un tramos simples como para tramos continuos.

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

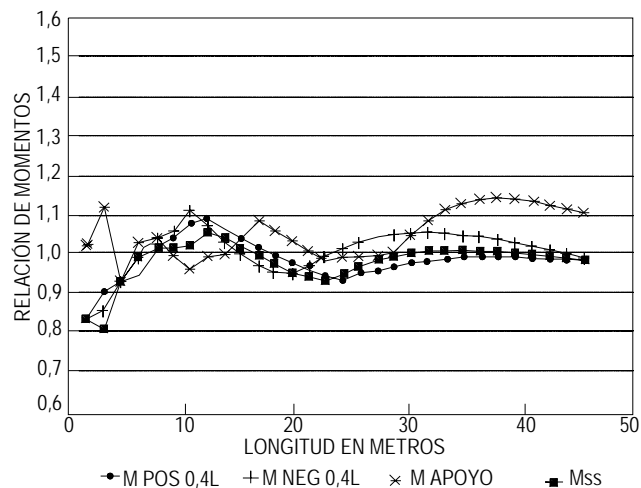


**Figura C3.6.1.2.1-1 – Relaciones de momento: Vehículos excluidos sobre HS20 (camión o carril) o dos ejes de 110.000 N a 1200 mm.**

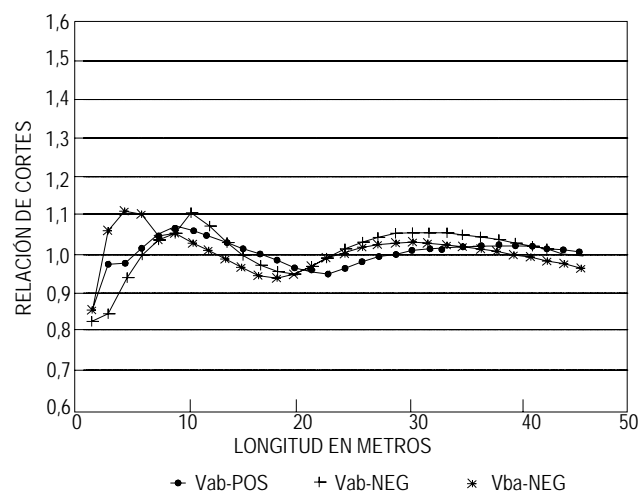


**Figura C3.6.1.2.1-2 – Relaciones de corte: Vehículos excluidos sobre HS20 (camión o carril) o dos ejes de 110.000 N a 1200 mm.**

Las Figuras 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.

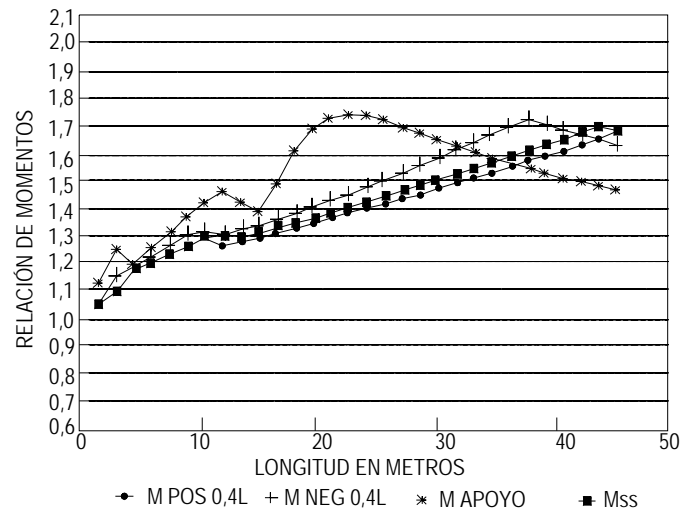


**Figura C3.6.1.2.1-3 – Relaciones de momento: Vehículos excluidos sobre modelo ideal.**

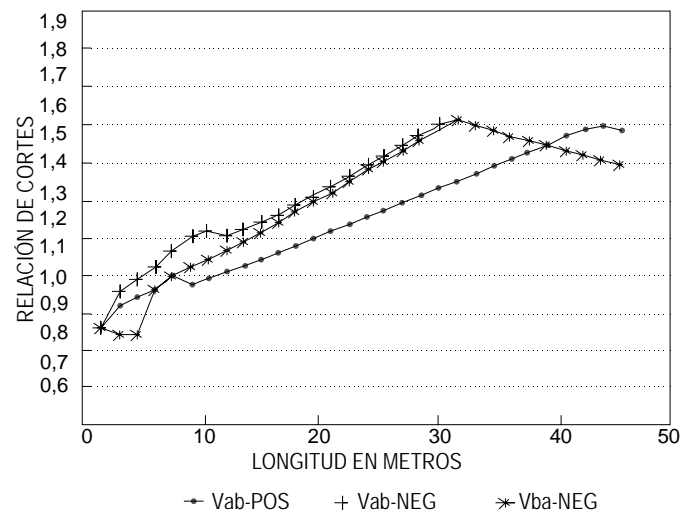


**Figura C3.6.1.2.1-4 – Relaciones de corte: Vehículos excluidos sobre modelo ideal.**

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.



**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.**

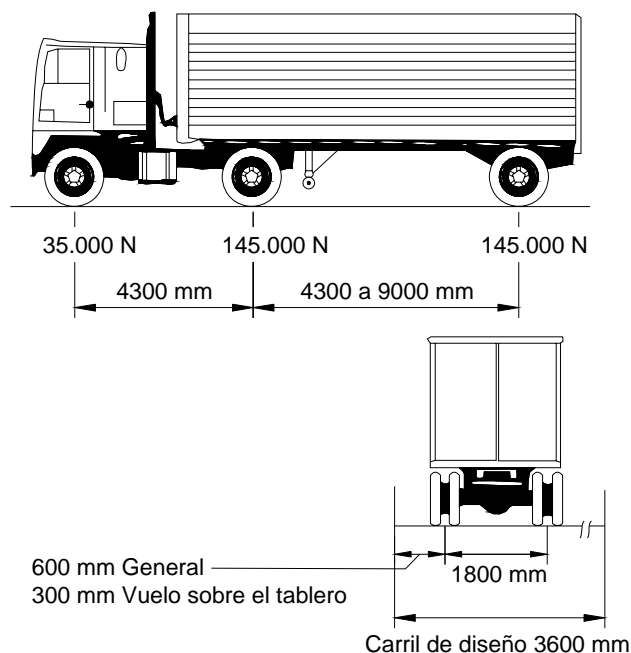


**Figura C3.6.1.2.1-6 – Relaciones de corte: Modelo ideal sobre HS20 (camión o carril) o dos ejes de 110.000 N a 1200 mm**

### 3.6.1.2.2 Camión de Diseño

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



**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 solicitaciones 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 deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud.

Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye de la siguiente manera:

- En superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada, y

#### C3.6.1.2.5

Esta carga se aplica solamente al camión y tandem de diseño. Si se utilizan otros vehículos de diseño, el Ingeniero deberá determinar el área de contacto de los neumáticos.

A modo de guía para otros camiones de diseño, el área de contacto de los neumáticos se puede calcular a partir de las siguientes dimensiones:

$$\text{Ancho del neumático} = P / 142$$

$$\text{Longitud del neumático} = 165 \gamma (1 + IM / 100)$$



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

#### 3.6.1.2.6 Distribución de las Cargas de Rueda a través de Suelos de Relleno

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 utilizar otros métodos aproximados de distribución de cargas aceptables 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 veces 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 los efectos de la sobrecarga se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que 2400 mm y mayor que la longitud del tramo; para las alcantarillas de múltiples tramos estos 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 la sobrecarga y carga de impacto calculado en base a la distribución de la carga de las ruedas a través del relleno es mayor que el momento debido a la sobrecarga y carga de 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 solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

Donde:

$\gamma$  = factor de carga

$IM$  = porcentaje de incremento por carga dinámica

$P$  = carga de rueda de diseño (N)

#### 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 que se producen en un semiespacio infinito cuando se aplican cargas en la superficie del terreno.

Esta aproximación es similar a la regla de los 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 una profundidad = 0. Estas dimensiones se proyectan a través del suelo tal como se especifica. 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, tal como se especifica en el Artículo 3.6.2.2. Cuando corresponda se debe aplicar la carga del carril de diseño y también los factores de presencia múltiple.

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

#### C3.6.1.3.1

Para obtener los valores extremos se superponen las solicitaciones debidas a una secuencia de ejes y la carga del carril. Esto es un cambio respecto del enfoque tradicional

- La solicitación debida al tandem de diseño combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño, o
- La solicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.2 combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño, y
- Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento de la solicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15.000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la solicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145.000 N de cada camión se deberá tomar como 4300 mm.

Los ejes que no contribuyen a la solicitación 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 solicitaciones extremas. El camión o tandem de diseño se deberá ubicar 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 solicitación 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 referente a la deflexión por sobrecarga especificado en el Artículo 2.5.2.6.2, la deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La deflexión debida al camión de diseño solamente, o
- La deflexión debida al 25 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril

de AASHTO, donde para obtener las solicitaciones extremas se disponía ya sea el camión o la carga del carril más una carga concentrada adicional.

No se interrumpe la carga del carril para hacer lugar a las secuencias de ejes del tandem de diseño o el camión de diseño; para obtener las solicitaciones extremas sólo es necesario realizar interrupciones en el caso de patrones de cargas tipo parche.

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 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 solicitación 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 a la misma solicitación extrema investigada. 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 el Artículo 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 Estándares de AASHTO indica que la deflexión por sobrecarga en sí misma no produce efectos adversos. Por lo tanto, no parece haber motivo para exigir que los criterios anteriores sean comparados con una deflexión basada en la mayor sobrecarga exigida por estas

de diseño.

Especificaciones.

La intención de los requisitos del presente artículo es lograr deflexiones aparentes por sobrecargas similares a las usadas en el pasado. El camión de diseño actual es idéntico al HS20 de las Especificaciones Estándares 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 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.

#### 3.6.1.3.3 Cargas de Diseño para Tableros, Sistemas de Tableros y Losas Superiores de Alcantarillas Rectangulares

#### C3.6.1.3.3

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

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.

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

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

- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es menor o igual 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.
- 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 utilizan 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, incluidos 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 deberá asumir que las cargas de las ruedas de un eje son iguales; para el diseño de tableros no será necesario considerar la amplificación de las cargas de las ruedas debida a las fuerzas centrífugas y de frenado.

Teóricamente es posible que en uno de los carriles la solicitación extrema fuera provocada por un eje de 145.000 N mientras que en un segundo carril fuera provocada por un tandem de 220.000 N, pero para el diseño práctico este grado de sofisticación es innecesario.

#### 3.6.1.3.4 Carga para el Vuelo del Tablero

#### C3.6.1.3.4

Para el diseño de vuelos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una

Se ha observado que las barreras estructuralmente continuas son efectivas para distribuir las cargas de rueda

baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda 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 que actúan sobre el vuelo cuando un vehículo colisiona contra las barreras deberán satisfacer los requisitos de la Sección 13.

### 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.

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

#### 3.6.1.4.2 Frecuencia

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

En ausencia de información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en 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 sobre el período de diseño

$ADTT_{SL}$  = número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el 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

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 al final del puente hay una viga transversal u otro componente adecuado soportando la barrera y que está diseñado para el semipeso del tandem. Este requisito no se puede aplicar si la barrera no es estructuralmente continua.

#### C3.6.1.4.2

Debido a que el estado límite de fatiga y fractura se define en términos de ciclos 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 del presente artículo, un camión se define como cualquier vehículo con más de dos ejes o cuatro ruedas.

El ADTT en 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 cercanas para ingreso/salida, el carril del lado de la banquina lleva la mayor parte del tráfico de camiones.

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

Investigaciones realizadas indican que el tráfico medio diario (ADT, *average daily traffic*), incluyendo todos los vehículos, es decir automóviles más camiones, bajo condiciones normales está físicamente limitado a aproximadamente 20.000 vehículos por carril y por día. 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 ausencia de datos específicos sobre el tráfico de camiones en la ubicación considerada, para los puentes normales se pueden aplicar los valores de la Tabla 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

3.6.1.4.3 Distribución de Cargas para Fatiga

3.6.1.4.3a Métodos Refinados

Si el puente se analiza utilizando algún método refinado, como se especifica en el Artículo 4.6.3, se deberá ubicar un único camión de diseño transversal y longitudinalmente de manera de maximizar el rango de tensiones en el detalle considerado, independientemente de la posición sobre el tablero de los carriles de circulación o de diseño.

3.6.1.4.3b Métodos Aproximados

Si el puente se analiza utilizando una distribución de cargas aproximada, como se especifica en el Artículo 4.6.2, se deberá utilizar el factor de distribución para un carril de circulación.

3.6.1.5 Cargas 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.

C3.6.1.4.3a

Si se asumiera que durante la totalidad de la vida de servicio del puente los carriles de circulación permanecerán tal como fueron indicados en el momento de su inauguración, sería más adecuado colocar el camión en el centro del carril de circulación que produce el mayor rango de tensiones en el detalle considerado. Pero, debido a que los patrones de tráfico futuros 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 ocupa un carril exclusivo, en el diseño del puente se deberían incluir las cargas ferroviarias, 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

### 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 también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

## 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 centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 1, incremento por carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como:  $(1 + IM/100)$ .

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

**Tabla 3.6.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, *IM***

Componente	<i>IM</i>
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, tratados 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.

- Requisitos dimensionales.

### C3.6.1.6

Para la aplicación de cargas peatonales en combinación con la sobrecarga vehicular, ver los requisitos del Artículo 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 barrenieve u otros vehículos utilizados para realizar mantenimiento tienen acceso a puentes peatonales. Las bajas velocidades de operación de estos 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 especificada – sobrecarga de camión de diseño más carga del carril – representa un grupo de vehículos excluidos que produce solicitaciones como mínimo iguales a 4/3 de las causadas solamente por el camión de diseño en los puentes cortos y

El incremento por carga dinámica se puede reducir para algunos componentes, excepto las juntas, si hay evidencia suficiente que justifique esta reducción, respetando los requisitos del Artículo 4.7.2.1.

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.

Para el caso de los vehículos pesados de circulación restringida que tienen 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.

El presente 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 del presente artículo se considera que un elemento utilizado como sostenimiento está enterrado hasta la parte superior del relleno.

### 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

No es necesario aplicar el incremento por carga dinámica a los componentes de madera.

### 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. Además, la madera es más resistente para cargas de corta duración que para cargas de mayor duración. Este aumento de resistencia es mayor que el aumento de las solicitaciones que resulta de aplicar el incremento por carga dinámica.

### C3.6.3

### 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/s<sup>2</sup>)

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

La velocidad de diseño de la carretera se deberá tomar mayor o igual que el valor especificado en la publicación de AASHTO *A Policy of Geometric Design of Highways 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 de los siguientes valores:

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

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados 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.

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 la carga de carril – representa un grupo de vehículos excluidos que produce solicitaciones como mínimo iguales a 4/3 de las provocadas solamente por el camión de diseño en puentes cortos y de mediana longitud. Esta relación se indica en la Ecuación 1. En vista de esto el requisito no es perfecto desde el punto de vista técnico, pero modela razonablemente el vehículo excluido representativo viajando a la velocidad de diseño y muy separado de otros vehículos. La aproximación atribuida a esta conveniente representación es aceptable dentro del marco de la incertidumbre de la fuerza centrífuga provocada por patrones de tráfico aleatorios.

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

### C3.6.4

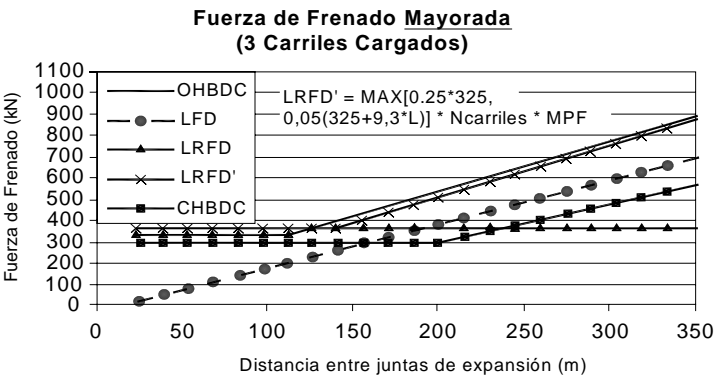
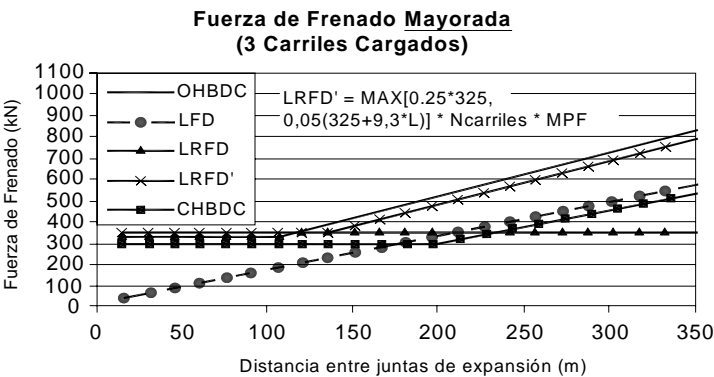
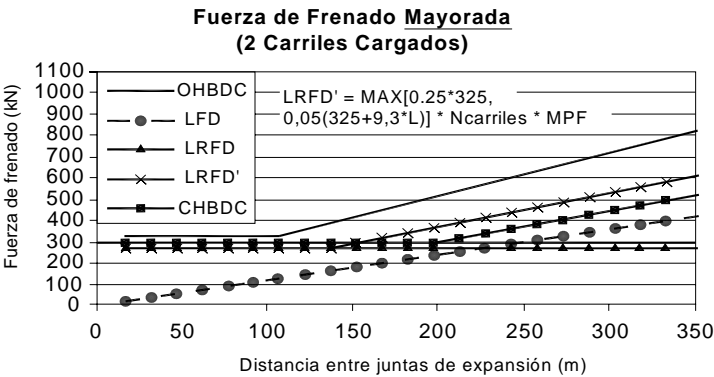
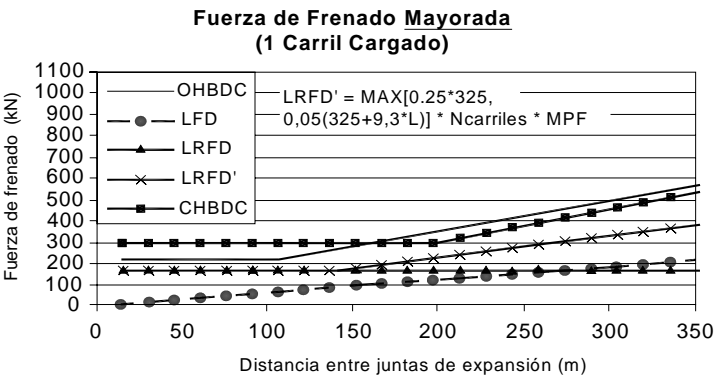
En base a los principios de la energía, y suponiendo una desaceleración uniforme, la fuerza de frenado determinada como una fracción del peso del vehículo es igual a:

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

donde  $a$  es la longitud de desaceleración uniforme y  $b$  es la fracción del peso del vehículo. 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 aproximadamente 10 segundos. El factor  $b$  se aplica a todos los carriles con tráfico en la misma dirección porque todos los vehículos pueden haber reaccionado dentro de este 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 Estándares. La fuerza de frenado especificada en las Especificaciones Estándares 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. Revisando otros códigos de diseño de puentes de Canadá y Europa se observó que para los puentes más habituales la fuerza de frenado requerida por las Especificaciones Estándares es mucho menor que la especificada en otros códigos de diseño. En la Figura C1 se ilustra esta comparación.





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

donde :

OHBDC = fuerza de frenado mayorada según lo especificado en la tercera edición del Código para Diseño de Puentes Carreteros de Ontario

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

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

LRFD' = fuerza de frenado mayorada según lo especificado en el Artículo 3.6.4

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

La parte inclinada 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 permite considerar 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 Estándares, 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 indepen-

#### C3.6.5.1

A los fines del presente 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

diente, instalada en el terreno y de 1370 mm de altura, ubicada a 3000 mm o menos del componente protegido; o

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

Esta excepción sólo se podrá aplicar si la barrera es estructural y geoméricamente capaz de sobrevivir el ensayo de impacto para el Nivel de Ensayo 5, 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, la cual 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.

que sobre una de 1370 mm. Este comportamiento permitiría una colisión importante del vehículo contra el componente protegido si dicho componente está ubicado a una distancia de alrededor de un metro de la barrera. Si el componente está a una distancia mayor que 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 realizados sobre barreras para redireccionar camiones-remolque de 360.000 N y también 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). En el caso de fustes de columnas individuales la carga de 1.800.000 N se debería considerar como una carga puntual. En el caso de los 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 esta área no debe ser mayor que 1500 mm de ancho por 600 mm de alto. Estas dimensiones se determinaron considerando el tamaño del bastidor de un camión.

### 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 deberá calcular 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 deberá considerar como una fuerza de levantamiento, tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas, según lo especificado en el Artículo 3.7.1, que actúa sobre todos los componentes debajo del nivel de agua de diseño.

### 3.7.3 Presión de Flujo

#### 3.7.3.1 Longitudinal

La presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se deberá tomar 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 como se especifica en la Tabla 1

$V$  = velocidad del 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 correspondiente a 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 con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$	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.

### C3.7.2

Para el caso de subestructuras que poseen cavidades 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 una unidad 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:

$\gamma$  = densidad (masa unitaria) del agua ( $\text{kg/m}^3$ )

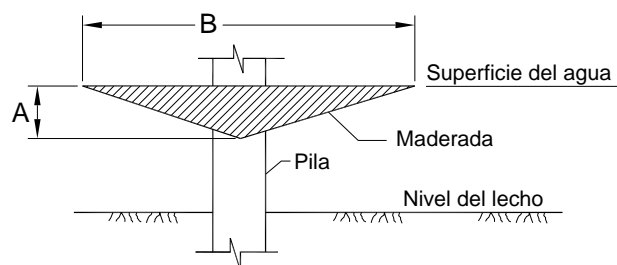
$V$  = velocidad del agua (m/s)

Los coeficientes de arrastre  $C_D$  y los coeficientes de arrastre lateral  $C_L$  listados 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 en pilas en forma de cuña con bordes de ataque con ángulos menores que  $90^\circ$  ya que 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 depende 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 de Nueva Zelanda contiene el siguiente requisito, que en ausencia de criterios más específicos para el sitio de emplazamiento se puede utilizar a modo de guía:

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 deberá ser determinado en base al criterio profesional, pero a modo de guía, la Dimensión A de la Figura C1 debería ser igual a la mitad de la profundidad del 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 deberá calcular usando la Ecuación 1, con  $C_D = 0,5$ .



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

### 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  $\theta$  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 de la Tabla 1

### C3.7.3.2

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

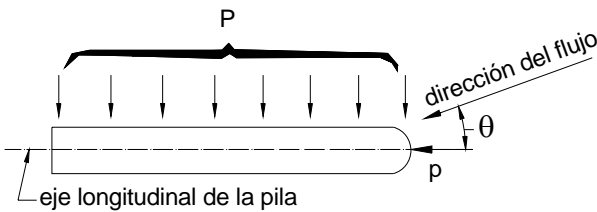


Figura 3.7.3.2-1 – Vista en planta de una pila con indicación de la presión de flujo del curso de agua

Tabla 3.7.3.2-1 – Coeficiente de arrastre lateral

Ángulo, $\theta$ , 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.

C3.7.4

Las cargas debidas a la acción del oleaje sobre las estructuras de los puentes se deberán determinar utilizando métodos de ingeniería aceptados. 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*.

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 deberán considerar en los estados límites correspondientes a eventos extremos.

C3.7.5

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

### 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 y perpendiculares a la dirección de viento supuesta. Esta dirección se deberá 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 sollicitación extrema considerada.

Para puentes o elementos 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 la siguiente manera:

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

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

##### C3.8.1.1

La velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo 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.

Típicamente la estructura de un puente se debería estudiar separadamente bajo presiones de viento actuando desde dos o más direcciones diferentes a fin de 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 en combinación con observaciones empíricas. Representa el enfoque más reciente utilizado para definir velocidades de viento para diferentes condiciones, tal como las empleadas en meteorología. Anteriormente algunas veces se empleaba 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  $\alpha$  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 llanos 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

viento tomada como se especifica en la Tabla 1 (mm)

categoría se limitará a aquellas áreas en las cuales la característica representativa 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 21.000 mm. El uso de esta categoría se limitará a aquellas áreas en las cuales la característica representativa 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.

**Tabla 3.8.1.1-1 – Valores de  $V_o$  y  $Z_o$  para diferentes condiciones de la superficie contra el viento**

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
$V_o$ (km/h)	13,2	17,6	19,3
$Z_o$ (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 en el sitio de emplazamiento, y
- En ausencia de un criterio más adecuado, la hipótesis de que  $V_{10} = V_B = 160$  km/h.

### 3.8.1.2 Presión del Viento sobre las Estructuras: $W_S$

#### 3.8.1.2.1 Requisitos Generales

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucren viento actuando sobre la 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:

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

#### C3.8.1.2.1

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

Las presiones especificadas en N/mm o MPa ( $= \text{N/mm}^2$ ) se deberían seleccionar de manera de producir la mayor carga de viento neta sobre la estructura.

Se pueden realizar ensayos en túnel de viento para obtener estimaciones más precisas de las presiones del viento. Si el viento constituye una carga de diseño



$P_B$  = 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 DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

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

	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
Ángulo de oblicuidad del viento	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
Grados	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
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

importante se debería considerar el uso de estos ensayos.

En la Tabla 1 el término "columnas" se refiere a las columnas en la superestructura, como por ejemplo las columnas de descarga de los arcos.

#### C3.8.1.2.2

Para los reticulados, 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.

### 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 oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura. La componente perpendicular a la elevación posterior deberá actuar sobre el área de subestructura expuesta tal como se la ve en la elevación posterior, mientras que la componente perpendicular a la elevación frontal deberá actuar sobre las áreas expuestas y se deberá aplicar simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

#### 3.8.1.3 Presión de Viento sobre los Vehículos: WL

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 1,46 N/mm actuando normal 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 normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como se especifica en la Tabla 1, considerando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie.

**Tabla 3.8.1.3-1 – Componentes del viento sobre la sobrecarga viva**

Ángulo de oblicuidad	Componente normal	Componente paralela
Grados	N/mm	N/mm
0	1,46	0,00
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 los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta

#### C3.8.1.3

La experiencia práctica indica que no es probable que haya sobrecargas máximas presentes en el puente cuando la velocidad del viento es superior a 90 km/h. En la Combinación de Cargas para Estado Límite de Resistencia III el factor de carga correspondiente solamente a viento sobre la estructura sería  $(90/160)^2 (1,4) = 0,44$ ; en la Combinación de Cargas para Estado Límite de Resistencia V este valor se ha redondeado a 0,4. Este factor de carga corresponde a 0,3 para el Estado Límite de Servicio I.

La carga de viento de 1,46 N/mm representa una larga fila de vehículos de pasajeros, utilitarios comerciales y camiones en secuencia aleatoria, expuesta a la velocidad del 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 en el caso de tableros de puente discontinuos, tales como

fuerza se deberá aplicar sólo para los estados límites que no involucren viento actuando sobre la 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 del presente artículo, todos los puentes y componentes estructurales de los mismos cuya relación longitud de tramo / ancho o profundidad sea superior a 30,0 se deberán considerar sensibles al viento.

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

#### 3.8.3.2 Fenómenos Aeroelásticos

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

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 requeridos para realizar una evaluación detallada de la aeroelasticidad estructural, este artículo intencionalmente tiene la forma de un requisito sencillo. Muchos puentes, tableros o componentes estructurales individuales han demostrado ser insensibles a los efectos aeroelásticos cuando sus relaciones longitud/ancho o longitud/profundidad son menores que aproximadamente 30,0 – valor relativamente arbitrario que sólo resulta útil para identificar aquellos casos que probablemente serán sensibles al viento.

Los puentes flexibles, tales como los puentes 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 por encima y/o debajo del tercio central de su longitud. Estas placas de amortiguamiento aerodinámico deberían estar a una distancia aproximadamente igual a un tercio del diámetro del tubo por encima o por debajo del tubo para permitir que el viento circule libremente. El ancho de las placas puede ser igual al diámetro del tubo o mayor que dicho diámetro.

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 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 de amplitudes destructivas excitada por el viento, o, en algunos casos, divergencia, una torsión irreversible que se produce bajo vientos elevados. Hay métodos de análisis disponibles que ayudan a evitar tanto el fenómeno de "flutter" como la divergencia, incluyendo estudios en túnel de viento que permiten ajustar la forma del tablero.

### 3.8.3.3 Control de Respuestas Dinámicas

Los puentes y sus componentes estructurales, incluidos los cables, se deberán diseñar de manera de estar libres de daños por fatiga provocados por oscilaciones inducidas por desprendimiento de vórtices y el fenómeno de "galloping". Los puentes se deberán diseñar de manera de estar libres de divergencia y "galloping" catastrófico hasta para 1,2 veces la velocidad del 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 utilizar ensayos representativos en túnel de viento.

### 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 múltiples cables en forma cruzada.

### 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 tanto para estudiar las características de respuesta de un modelo estructural frente al viento como para verificar los resultados de análisis (Simiu 1976).

## 3.9 CARGAS DE HIELO: IC

### 3.9.1 Requisitos Generales

Este artículo se refiere exclusivamente al hielo de agua dulce presente en ríos y lagos; las cargas de hielo de agua salada deberían ser determinadas por especialistas capacitados en base a información específica del sitio de emplazamiento.

Las fuerzas de hielo que actúan sobre las pilas se deberán 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;

### 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 requisitos sobre cargas de hielo de 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 fallas del hielo

- 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.

(Montgomery et al. 1984):

- Trituración – Cuando el hielo falla por trituración local a lo largo del ancho de una pila. A medida que el témpano pasa, el hielo triturado es despejado de forma continua de una zona alrededor de la pila.
- Flexión – Cuando la componente vertical de una reacción 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.

En el caso de pilas de dimensiones normales en grandes cuerpos de agua, las fallas por trituración y flexión generalmente controlan la magnitud de la fuerza de hielo dinámica de diseño. En cursos de agua más pequeños, 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 igual a 20 por ciento del valor crítico, el máximo efecto dinámico es aproximadamente igual a la mayor fuerza, pero si la amortiguación es menor 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 algunas pilas particulares 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 sabe que témpanos de hasta 23.000 mm de longitud han fallado por hendedura al ser 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 embebida 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.

Entre las pilas de un puente se puede formar una barrera de hielo. Una barrera de hielo desintegrado es una acumulación de fragmentos de hielo con mayor o menor grado de cohesión (Montgomery et al. 1984).

Las presas colgantes se generan cuando debajo de la capa de hielo superficial pasan cristales de hielo que se acumulan debajo de la superficie 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, lo cual ejerce presión sobre la pila y puede producir socavación alrededor de la pila o debajo de la misma cuando el agua fluye a mayor velocidad.

### 3.9.2 Fuerzas de Hielo Dinámicas sobre las Pilas

#### 3.9.2.1 Resistencia Efectiva del Hielo

En ausencia de información más precisa, para la resistencia efectiva a la trituración del hielo se pueden utilizar 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 profundidad, está considerablemente por debajo del punto de fusión.

#### C3.9.2.1

Se debería observar que las resistencias efectivas del hielo indicadas en el presente documento se incluyen para su aplicación en fórmulas que permitan calcular las fuerzas en las pilas. Para llegar a un mismo resultado diferentes fórmulas podrían requerir diferentes resistencias efectivas del hielo.

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 utilizado 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 iguales al doble de estos valores. Por lo tanto, las resistencias efectivas del hielo incluidas en el presente documento no son necesariamente representativas de ensayos en laboratorio ni son resistencias reales. 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

### 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:

- 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 del hielo (mm)

$\alpha$  = inclinación del borde de ataque de la pila respecto de la vertical (°)

temperatura, pero su resistencia a la tracción no es sensible a la temperatura. Debido a que gran parte de las fallas del hielo se dan como resultado de la hendedura 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, al momento de fijar las resistencias efectivas del hielo indicadas en estas Especificaciones, la temperatura no fue una consideración importante.

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 (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 es controlada por la resistencia a la trituración o a la flexión del hielo, y por este motivo 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 después del impacto el témpano rotará alrededor de la pila y continuará trasladándose 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) muestran 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 las pilas con borde de ataque agudo que posee el puente Yukon

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

$w$  = ancho de la pila a la altura que actúa el 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 del 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

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

River. Al momento de la preparación de este documento se desconocen las implicancias 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 emplear 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. Debido a que la altura del 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):

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

donde:

$\alpha$  = coeficiente que considera las condiciones locales, habitualmente menor que 1,0

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

$T$  = temperatura media diaria del aire ( $^\circ\text{C}$ )

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

Un método posible para determinar  $\alpha$  es mediante una simple calibración 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  $\alpha$ :

lago ventoso sin nieve .....	0,8
lago promedio con nieve .....	0,5 - 0,7
río promedio con nieve .....	0,4 - 0,5
río pequeño 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  $\alpha$  hasta un 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 hace 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.

### 3.9.2.3 Cursos de Agua Pequeños

En los cursos de agua pequeños, en los cuales no se forman grandes témpanos de hielo, se puede considerar una reducción de las fuerzas  $F_b$  y  $F_c$  determinadas de acuerdo con el Artículo 3.9.2.2, pero bajo ninguna circunstancia estas fuerzas se podrán reducir en más del 50 por ciento.

### C3.9.2.3

El documento CAN/CAS-S6-88 contiene una expresión para determinar las fuerzas del hielo en cursos de agua pequeños, para la cual Montgomery et al. (1984) presentan una teoría. Por considerar que no está suficientemente verificada esta expresión no ha sido incluida en el presente documento.

En los cursos de agua pequeños que tienen un ancho inferior a 90.000 mm al nivel medio del agua, las fuerzas de hielo dinámicas determinadas en el Artículo 3.9.2.2 se pueden reducir de acuerdo con la Tabla C1. Otro factor importante que determina el tamaño del témpano son el tipo de características presentes en el río aguas arriba del sitio de emplazamiento. Las islas, las presas y las pilas de los puentes pueden romper el hielo generando pequeños témpanos.

donde:

$A$  = área en planta del témpano de mayor tamaño ( $\text{mm}^2$ )

$r$  = radio del borde de ataque de la pila (mm)

**Tabla C3.9.2.3.1 – Factor de reducción  $K_I$  para cursos de agua pequeños**

$A/r^2$	Factor de reducción, $K_I$
1000	1,0
500	0,9
200	0,7
100	0,6
50	0,5

La lógica en la cual se sustenta el factor de reducción  $K_I$  es que el puente sólo puede ser impactado por témpanos pequeños, cuyo impulso no es suficiente para provocar la falla del témpano.

### 3.9.2.4 Combinación de Fuerzas Longitudinales y Transversales

#### 3.9.2.4.1 Pilas Paralelas al Flujo

La fuerza  $F$ , determinada según lo especificado en los Artículos 3.9.2.2 y 3.9.2.3, se deberá considerar actuando en la dirección del eje longitudinal de la pila si el movimiento del hielo tiene una sola dirección y la pila está aproximadamente alineada con dicha dirección. En este caso se deberán investigar dos casos de diseño:

- Se deberá combinar una fuerza longitudinal igual a  $F$  con una fuerza transversal igual a  $0,15F$ , o
- Se deberá combinar una fuerza longitudinal igual a  $0,5F$  con una fuerza transversal igual a  $F_t$ .

La fuerza transversal,  $F_t$ , se deberá tomar como:

$$F_t = \frac{F}{2 \tan \left( \beta / 2 + \theta_f \right)} \quad (3.9.2.4.1-1)$$

donde:

$\beta$  = ángulo del borde de ataque en un plano horizontal, para borde de ataque redondo se toma como  $100^\circ$  ( $^\circ$ )

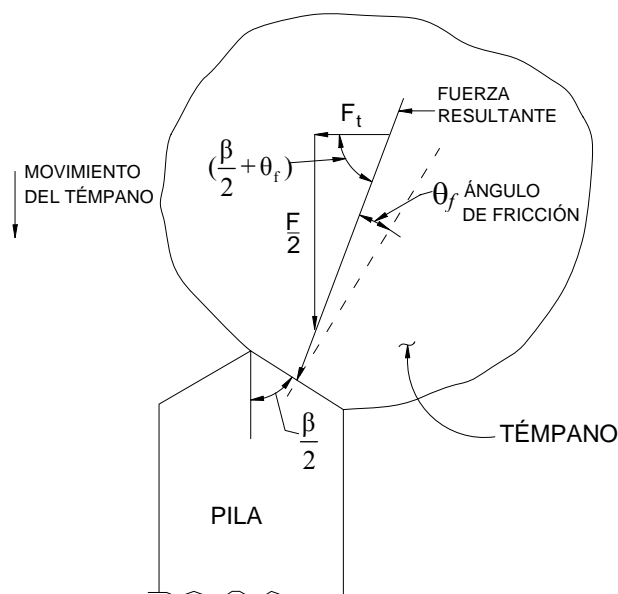
$\theta_f$  = ángulo de fricción entre el hielo y el borde de ataque de la pila ( $^\circ$ )

Se asumirá que tanto las fuerzas longitudinales como las transversales actúan en el borde de ataque de la pila.

#### C3.9.2.4.1

Sería poco realista esperar que la fuerza del hielo sea exactamente paralela a la pila. Por este motivo se especifica una componente lateral mínima igual a 15 por ciento de la fuerza longitudinal.

La expresión para  $F_t$  viene de Montgomery et al. (1984), y se explica en la Figura C1 (tomada de la misma fuente).



**Figura C3.9.2.4.1-1 – Fuerza de hielo transversal cuando un témpano falla sobre una porción de una pila**