

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

ESPECIFICACIONES

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.

COMENTARIO

C3.9.2.3

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

En los cursos de agua pequeños, con 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 elementos 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 (mm^2)

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

Tabla C3.9.2.3.1 – Factor de reducción K_1 para cursos de agua pequeños

A/r^2	Factor de reducción, K_1
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_1 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 es en una sola dirección y la pila está aproximadamente alineada con dicha dirección. En este caso se deberán investigar dos casos de diseño de la siguiente manera:

- Se deberá combinar una fuerza longitudinal igual a F

C3.9.2.4.1

Sería poco realista esperar que la fuerza de 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).

ESPECIFICACIONES

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:

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

donde:

β = ángulo del borde de ataque en un plano horizontal, para borde de ataque redondo se toma como 100° (grados)

θ_f = ángulo de fricción entre el hielo y el borde de ataque de la pila (grados)

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

3.9.2.4.2 Pilas oblicuas respecto del flujo

Si el eje longitudinal de una pila no es paralelo a la dirección principal de la acción del hielo, o si es probable que la dirección del hielo sea variable, la fuerza total sobre la pila se deberá determinar en base al ancho proyectado de la pila y resolver en componentes. Bajo estas condiciones las fuerzas transversales al eje longitudinal de la pila se deberán tomar como al menos 20 por ciento de la fuerza total.

3.9.2.5 PILAS ESBELTAS Y FLEXIBLES

No se usarán pilas esbeltas y flexibles en regiones donde las fuerzas de hielo sean significativas, a menos que se haya consultado a un especialista en hielo para obtener información sobre la interacción hielo/estructura. Este requisito también se aplica para los componentes esbeltos y flexibles de las pilas de puente, incluyendo los pilotes que entran en contacto con hielo transportado por el agua.

3.9.3 Cargas de hielo estáticas sobre pilas de puente

Las presiones que ejerce el hielo sobre pilas que por congelamiento quedan atrapadas dentro de una capa de hielo se deberán investigar si la capa de hielo está sujeta a movimientos térmicos significativos respecto de la pila cuando el hielo costero sólo crece a uno de los lados o en otras situaciones que pudieran producir importantes fuerzas no equilibradas en la pila.

COMENTARIO

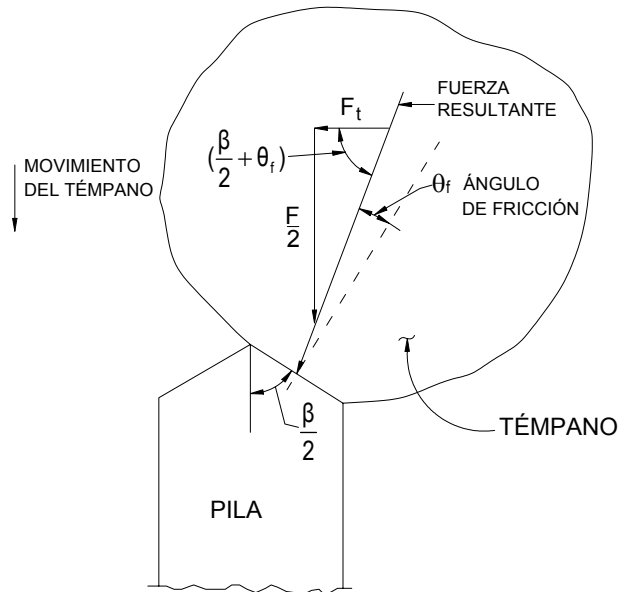


Figura C3.9.2.4.1-1 – Fuerza de hielo transversal cuando un témpano falla sobre una porción de una pila

C3.9.2.4.2

Los requisitos para pilas oblicuas respecto del flujo fueron tomados de CAN/CSA-S6-88 (1988).

C3.9.2.5

Montgomery et al. (1980) y otros investigadores han mostrado que las pilas y los componentes flexibles pueden sufrir una amplificación considerable de las fuerzas de hielo como resultado de la interacción resonante hielo/estructura para bajos niveles de amortiguación estructural. En este caso los requisitos del Artículo 3.9.5 pueden no ser adecuados para las fuerzas verticales sobre las pilas.

C3.9.3

Hay poca información disponible sobre cómo predecir las cargas de hielo estáticas que actúan sobre las pilas de puente. Bajo circunstancias normales, los efectos de las cargas de hielo estáticas sobre las pilas pueden estar limitados por las deformaciones, pero si hay motivo de preocupación se debería consultar a un experto. Haynes (1995) discute las fuerzas de hielo estáticas provocadas por la expansión térmica del hielo. La fuerza de hielo se

ESPECIFICACIONES

3.9.4 Presas de hielo colgantes y barreras de hielo

Se puede considerar que la acumulación de cristales de hielo en una presa de hielo colgante ejerce una presión de entre 0,0096 y 0,096 MPa a medida que se traslada al lado de la pila. Se puede considerar que una barrera de hielo ejerce una presión de entre $0,96 \times 10^{-3}$ y $9,6 \times 10^{-3}$ MPa.

3.9.5 Fuerzas verticales debidas a la adherencia de hielo

La fuerza vertical, en N, que actúa sobre una pila de puente debido a la rápida fluctuación del nivel del agua se deberá tomar como:

Para una pila circular:

$$F_v = 1,25t^2 \left(1,05 + \frac{0,023R}{t^{0,75}} \right) \quad (3.9.5-1)$$

Para una pila oblonga:

$$F_v = (2,5 \times 10^{-3}) t^{1,25} L + 1,25t^2 \left(1,05 + \frac{0,023R}{t^{0,75}} \right) \quad (3.9.5-2)$$

donde:

t = espesor de hielo (mm)

R = radio de una pila circular (mm); o radio de los semicírculos en los extremos de una pila oblonga (mm); o radio de un círculo que circunscribe cada extremo de una pila oblonga cuyos extremos no son circulares en planta al nivel del agua (mm)

L = perímetro de la pila, excluyendo los semicírculos en los extremos de una pila oblonga (mm)

COMENTARIO

puede reducir usando varios factores de minoración que son aplicables en la mayoría de los casos. Por ejemplo, el hielo no actúa simultáneamente en toda la longitud de la pila. Las tensiones de origen térmico se relajan con el tiempo e impiden que haya tensiones elevadas en todo el espesor del hielo. Una cubierta de nieve sobre el hielo aísla el hielo y reduce las tensiones térmicas, y el hielo en general actúa simultáneamente a ambos lados de la pila rodeada de hielo de manera que la fuerza resultante es considerablemente menor que la mayor fuerza direccional, es decir, la fuerza a un lado de la pila. El Artículo C3.9.1 también discute este tema.

C3.9.4

La teoría en la cual se sustentan las presiones de hielo dadas para presas colgantes se puede encontrar en Montgomery et al. (1984). El amplio rango de presiones indicadas reflejan tanto la variabilidad del hielo como la falta de información cierta sobre este tema.

C3.9.5

La Ecuación 1 se derivó considerando la falla de una capa de hielo en forma de cuña semiinfinita sobre fundación elástica con carga vertical aplicada en su vértice. Para una única cuña de hielo la máxima fuerza vertical, P, se puede evaluar usando la expresión de Nevel (1972):

$$P = \frac{\tan\left(\frac{\delta}{2}\right) \sigma_t t^2}{3} \left(1,05 + 2 \left(\frac{a}{\ell}\right) + 0,5 \left(\frac{a}{\ell}\right)^3 \right) \quad (C3.9.5-1)$$

donde

$$\ell = \left(10^9 \times \frac{Et^3}{12\gamma g} \right)^{0,25} \quad (C3.9.5-2)$$

$$= 87,7 t^{0,75}$$

donde:

σ_t = resistencia a la tracción del hielo (MPa)

t = máximo espesor de hielo (mm)

δ = ángulo de la cuña truncada (grados)

a = distancia truncada, que se supone igual al radio de una pila circular (mm)

ℓ = longitud característica calculada según la

ESPECIFICACIONES**COMENTARIO**

expresión indicada (mm)

E = módulo de Young del hielo (MPa)

γ = densidad del agua (kg/m^3)

g = aceleración de la gravedad (m/s)

Para obtener la Ecuación 1 se asume la fuerza vertical para cuatro cuñas, cada una de ellas con un ángulo truncado de 90° . Se asume que la resistencia a la tracción del hielo es 0,84 por una resistencia efectiva a la trituración de 1,1 MPa y que la relación entre la distancia truncada y la longitud característica, a/ℓ , es menor que 0,6.

La Ecuación 2 es la sumatoria de dos expresiones:

- La Ecuación 1, que toma en cuenta las fuerzas de hielo verticales que actúan en los semicírculos de los extremos de una pila oblonga, y
- Una expresión que calcula las fuerzas de hielo verticales en los muros rectos de la pila.

La expresión para calcular las fuerzas de hielo en los muros rectos de la pila se derivó considerando una capa de hielo semiinfinita de forma rectangular sobre fundación elástica bajo una carga de borde uniformemente distribuida. La fuerza requerida para fallar la capa de hielo, F, se puede expresar como $F = 0,236 \sigma_t t^2 / \ell$ (Montgomery et al., 1984).

Las Ecuaciones 1 y 2 se basan en la hipótesis conservadora de que el hielo se adhiere alrededor de todo el perímetro de la pila. En ellas se desprecia la fluencia lenta, y por lo tanto son conservadoras para fluctuaciones del nivel del agua que ocurren en más de unos pocos minutos. Sin embargo, también se basan en la hipótesis no conservadora de que la falla se produce al formarse la primera fisura.

Zabilansky (1996) discute algunos temas relacionados con las fuerzas de hielo que actúan alrededor de las pilas de puentes.

3.9.6 Acreción de hielo y cargas de nieve en las superestructuras

En general no es necesario considerar otras cargas de nieve a excepción de las provocadas por una avalancha. Sin embargo, en áreas donde es posible que se produzcan acumulaciones no habituales de nieve y/o hielo el Propietario debería especificar cargas apropiadas para dicha condición.

Si las condiciones locales así lo requieren, también se deberán especificar las cargas generadas por la formación de hielo en la superestructura por

C3.9.6

La siguiente discusión de las cargas de nieve fue tomada de Ritter (1990).

Se deberían considerar las cargas de nieve si el puente está ubicado en áreas de nevadas potencialmente fuertes. Esto puede ocurrir en zonas elevadas de regiones montañosas, donde se producen grandes acumulaciones estacionales. Las cargas de nieve generalmente se pueden despreciar en las zonas de Estados Unidos que se encuentran a una cota inferior

ESPECIFICACIONES

congelamiento del agua de lluvia.

COMENTARIO

a 600.000 mm y al este de la longitud 105°W, o a una cota inferior a 300.000 mm y al oeste de la longitud 105°W. En otras regiones montañosas es posible encontrar cargas de nieve de hasta 0,034 MPa.

Se asume que los efectos de la nieve son contrarrestados por la simultánea disminución de la sobrecarga vehicular. Esta hipótesis es válida para la mayoría de las estructuras, pero no es realista en zonas donde las nevadas son significativas. Si el cierre prolongado de la carretera durante el invierno imposibilita el retiro de la nieve, es posible que la magnitud de las cargas de nieve sea mayor que la de las sobrecargas vehiculares. Las cargas también pueden ser apreciables si los barrenieves acumulan la nieve barrida o si hay acumulación de nieve por alguna otra causa. La aplicabilidad y magnitud de las cargas de nieve quedan a criterio del Diseñador.

Las cargas de nieve varían de un año a otro y dependen de la profundidad y densidad de la capa de nieve. La profundidad usada para el diseño se debería basar en un intervalo de recurrencia medio o en la máxima profundidad registrada. La densidad depende del grado de compactación. La menor acumulación la produce la nieve fresca cayendo a bajas temperaturas. La densidad aumenta si la capa de nieve está expuesta a ciclos de congelamiento y deshielo o a la lluvia. En la Tabla C1 se indican densidades probables para capas de nieve bajo diferentes condiciones (ASCE, 1980).

Tabla C3.9.6-1 – Densidad de la nieve

ESTADO DE LA CAPA DE NIEVE	DENSIDAD PROBABLE (kg/m ³)
Recién caída	96
Acumulada	300
Compactada	500
Lluvia o Nieve	500

La carga de nieve estimada se puede determinar a partir de registros históricos u otros datos confiables. Se puede obtener información general sobre las cargas de nieve del Servicio Meteorológico Nacional, de agencias locales y estatales y de ASCE (1988). En las regiones montañosas las cargas de nieve son muy variables. La magnitud de estas cargas se debería determinar en base a la experiencia o registros locales, y no en base a información de carácter general.

El efecto de las cargas de nieve sobre la estructura de un puente depende del patrón de acumulación de la nieve. Las ventiscas pueden producir cargas no equilibradas considerablemente mayores que las producidas por las cargas uniformemente distribuidas. El terreno, la forma de la estructura y otras características que modifican el flujo general del viento afectan las ventiscas. Los componentes de un puente, como por

ESPECIFICACIONES

3.10 EFECTOS SÍSMICOS: EQ

3.10.1 Requisitos generales

Las cargas sísmicas se deberán tomar como solicitaciones horizontales determinadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.7.4 en base al coeficiente de respuesta elástica, C_{sm} , especificado en el Artículo 3.10.6, y al peso equivalente de la superestructura, y se deberán ajustar aplicando el factor de modificación de la respuesta, R , especificado en el Artículo 3.10.7.1.

Los requisitos aquí presentados se aplicarán para puentes con superestructuras de losas convencionales, vigas de alma llena, vigas cajón y cerchas, con longitudes no mayores que 150.000 mm. Para otros tipos de construcción y puentes de más de 150.000 mm de longitud el Propietario deberá especificar y/o aprobar requisitos adecuados. A menos que el Propietario especifique lo contrario, no es necesario aplicar estos requisitos para estructuras totalmente enterradas.

No es necesario considerar los efectos sísmicos en el caso de alcantarillas rectangulares y estructuras enterradas, excepto cuando éstas atraviesan fallas activas.

Se deberá considerar el potencial de licuefacción del suelo y movimiento de taludes.

3.10.2 Coeficiente de aceleración

El coeficiente "A" a usar en la aplicación de estos requisitos se deberá determinar en base a los mapas de las Figuras 1, 2 y 3. Para los sitios ubicados entre las líneas de contorno o entre una línea de contorno y un máximo o mínimo local se deberá interpolar linealmente.

Un profesional capacitado deberá realizar estudios especiales para determinar coeficientes de aceleración específicos del sitio de emplazamiento y la estructura si se da alguna de las siguientes condiciones:

COMENTARIO

ejemplo las barandas, pueden retener las ventiscas y provocar el desarrollo de grandes acumulaciones.

C3.10.1

Las cargas sísmicas son el producto del coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} , por el peso equivalente de la superestructura. El peso equivalente es función del peso real y de la configuración del puente, y se incluye automáticamente en los métodos de análisis unimodal y multimodal especificados en el Artículo 4.7.4.

Estas Especificaciones establecen requisitos para el diseño y detallado de puentes a fin de minimizar su susceptibilidad a ser dañados por las acciones sísmicas. El Apéndice incluido al final de esta sección contiene un diagrama de flujo que resume los requisitos para el diseño sismorresistente.

Las fuerzas y movimientos sísmicos de diseño aquí especificados se basan en una baja probabilidad de ser superados durante la vida de servicio normal anticipada para el puente. Los puentes diseñados y detallados de acuerdo con los requisitos de estas Especificaciones pueden sufrir daños, pero la probabilidad de que colapsen debido al movimiento sísmico del terreno debería ser baja.

Los principios usados para desarrollar estas especificaciones son los siguientes:

- Los componentes estructurales deberían resistir los sismos de leves a moderados dentro del rango elástico, sin sufrir daños significativos.
- En los procedimientos de diseño se deberían usar intensidades de movimiento sísmico del terreno y fuerzas realistas.
- La exposición al movimiento provocado por grandes sismos no debería provocar el colapso total ni parcial del puente. Siempre que sea posible, los daños producidos deberían ser fácilmente detectables y estar accesibles para su inspección y reparación.

C3.10.2

Los valores indicados en estas figuras se expresan en porcentajes. Los valores numéricos del coeficiente A se obtienen dividiendo los valores de la figura por 100. Los máximos y mínimos locales para una región determinada se indican en las zonas comprendidas entre líneas de contorno.

Los mapas que se usan en esta Especificación para definir el coeficiente de aceleración sísmica se basan en un modelo de riesgo sísmico de riesgo uniforme. La probabilidad de que el coeficiente no será superado en

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

ESPECIFICACIONES

- El sitio de emplazamiento se encuentra próximo a una falla activa.
- En la región se anticipan sismos de larga duración.
- La importancia del puente es tal que es necesario considerar un mayor período de exposición (y por lo tanto un mayor período de recurrencia).

En el Artículo 3.10.5 se consideran los efectos de las condiciones del suelo en el sitio de emplazamiento.

COMENTARIO

una ubicación determinada durante un período de recurrencia se estima en alrededor de 90 por ciento, es decir, su probabilidad de excedencia es de 10 por ciento. La adopción de un intervalo de 50 años para caracterizar esta probabilidad fue un hecho arbitrario, conveniente, y no implica que todos los puentes tengan una vida útil de 50 años.

Se puede demostrar que un evento con la probabilidad de no excedencia mencionada tiene un período de recurrencia de alrededor de 475 años, y se denomina sismo de diseño. En todo el territorio de los Estados Unidos existe una probabilidad finita de que ocurran sismos más severos que los implícitos en estos coeficientes de aceleración. Aquellos con períodos de recurrencia de alrededor de 2500 años algunas veces se denominan "sismo máximo probable."

También se puede demostrar que si el intervalo de tiempo se extiende, por ejemplo, a 75 años, la probabilidad de que sea superado un sismo que tiene un período de recurrencia de 475 años aumenta hasta alrededor de 15 por ciento.

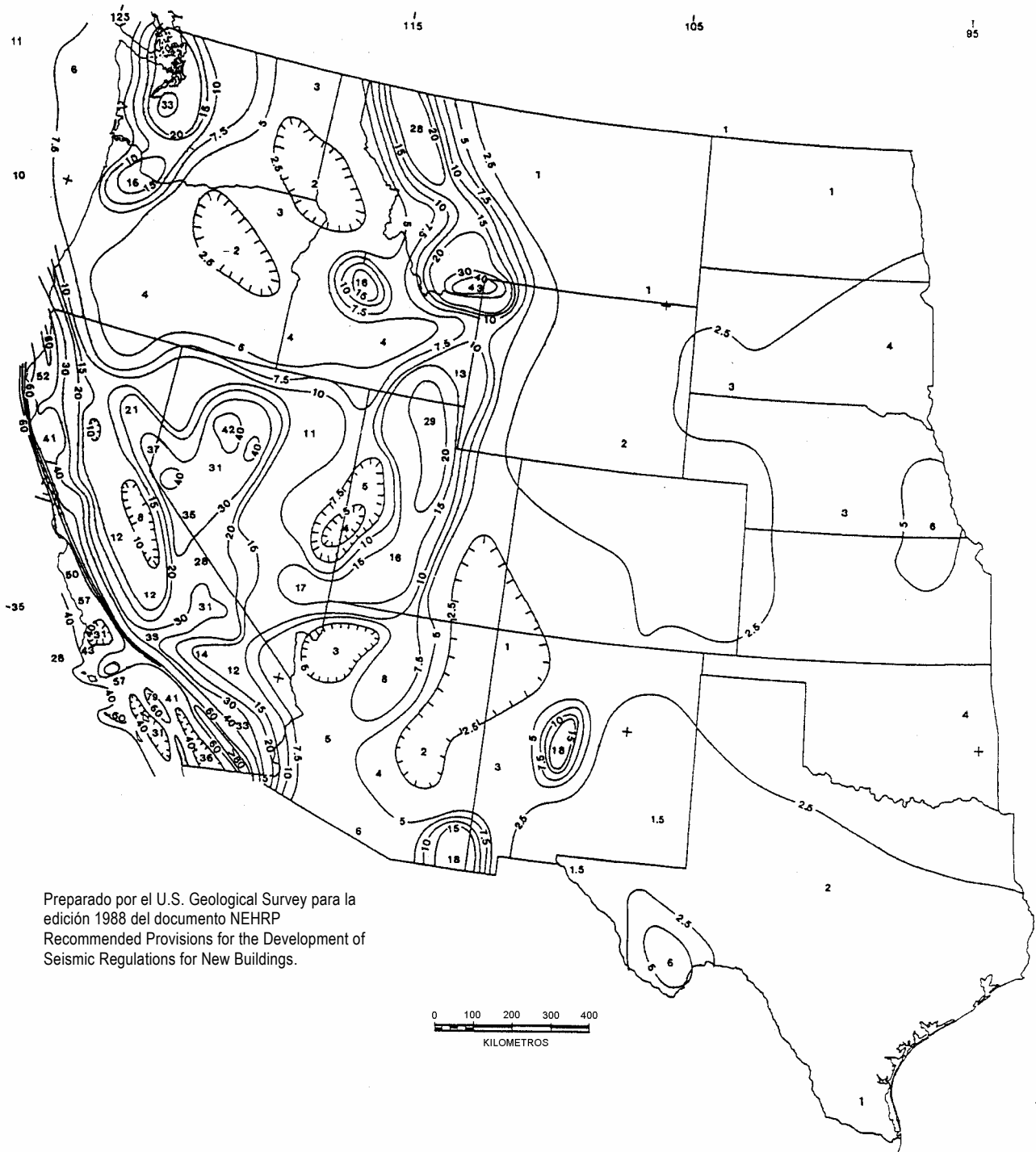


Figura 3.10.2-1 – Coeficiente de aceleración para los estados ubicados al oeste de la longitud 95°

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

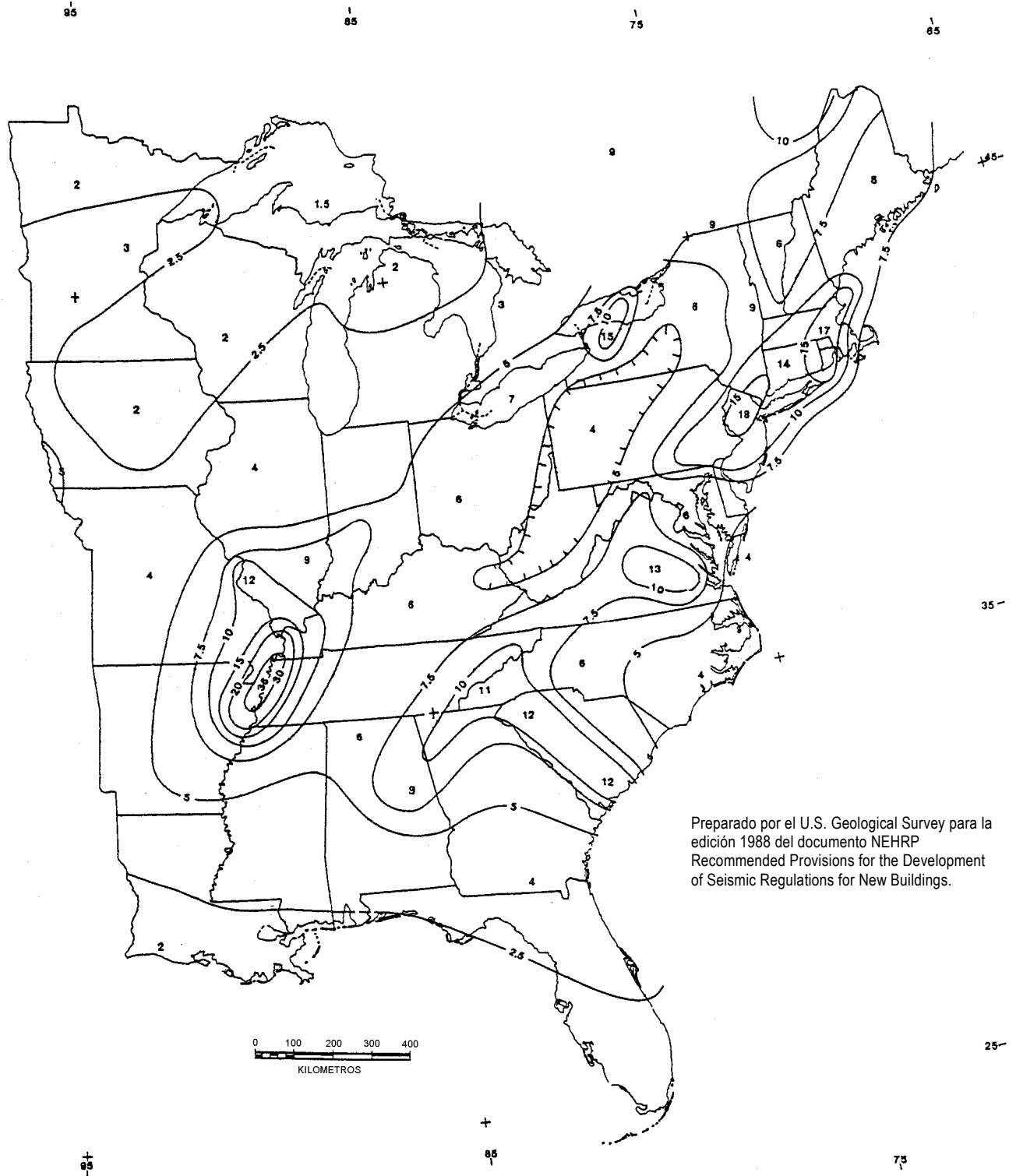


Figura 3.10.2-2 – Coeficiente de aceleración para los estados ubicados al este de la longitud 95°

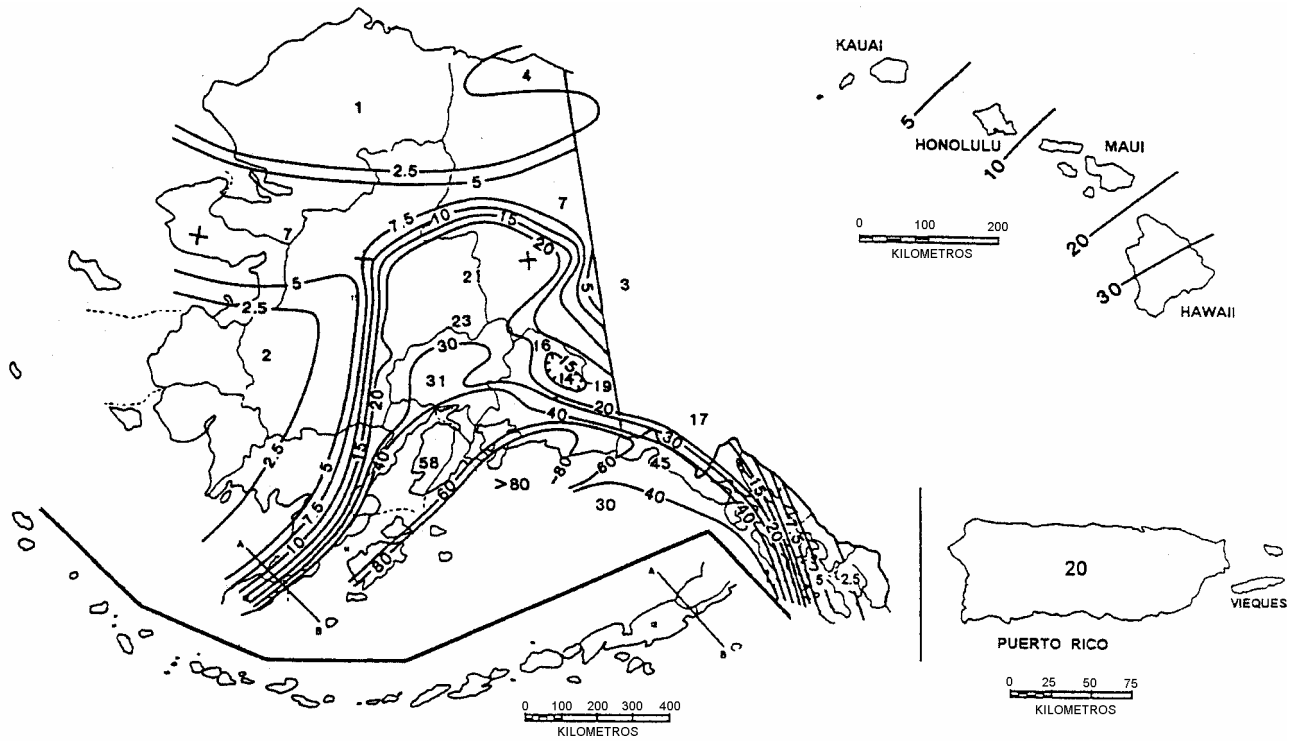


Figura 3.10.2-3 – Coeficiente de aceleración para Alaska, Hawai y Puerto Rico

ESPECIFICACIONES

3.10.3 Categorías según la importancia del puente

A los fines del Artículo 3.10, el Propietario o aquellos a quienes corresponda la jurisdicción deberá clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia:

- Puentes críticos,
- Puentes esenciales, u
- Otros puentes.

Los fundamentos de la clasificación deberán considerar requisitos sociales y de supervivencia, además de requisitos de seguridad y defensa. Para clasificar un puente se deberían considerar los cambios potenciales futuros que podrían sufrir las condiciones y requisitos.

3.10.4 Zonas sísmicas

Todo puente deberá ser asignado a una de las cuatro zonas sísmicas de acuerdo con la Tabla 1.

COMENTARIO

C3.10.3

Los puentes esenciales en general son aquellos que deberían, como mínimo, estar abiertos para el tránsito de vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño, es decir, del evento con período de recurrencia de 475 años. Sin embargo, algunos puentes deben permanecer abiertos para el tránsito de todos los vehículos luego del sismo de diseño y deben poder ser usados por los vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un sismo importante, por ejemplo un evento con período de recurrencia de 2500 años. Estos puentes se deberían considerar estructuras críticas.

C3.10.4

Estas zonas sísmicas reflejan cómo el riesgo sísmico varía a lo largo del país, y se usan para permitir diferentes requisitos para los métodos de análisis, longitudes de apoyo mínimas, detalles del diseño de columnas, y procedimientos de diseño de fundaciones y estribos.

ESPECIFICACIONES

Tabla 3.10.4-1 – Zonas sísmicas

Coeficiente de aceleración	Zona sísmica
$A \leq 0,09$	1
$0,09 < A \leq 0,19$	2
$0,19 < A \leq 0,29$	3
$0,29 < A$	4

3.10.5 Efectos del sitio de emplazamiento

3.10.5.1 REQUISITOS GENERALES

En la determinación de las cargas sísmicas para puentes se deberán incluir los efectos del sitio de emplazamiento.

El coeficiente de sitio, S, especificado en la Tabla 1, se deberá basar en los tipos de perfiles de suelo definidos en los Artículos 3.10.5.2 a 3.10.5.5.

Tabla 3.10.5.1-1 – Coeficientes de sitio

Coeficiente de sitio	Tipo de perfil de suelo			
	I	II	III	IV
S	1,0	1,2	1,5	2,0

En ubicaciones en las cuales las propiedades del suelo no se conocen con un nivel de detalle suficiente para determinar el tipo de perfil de suelo, o si el perfil no concuerda con ninguno de los cuatro tipos, se deberá usar el coeficiente de sitio correspondiente al Perfil de Suelo Tipo II.

3.10.5.2 PERFIL DE SUELO TIPO I

Un perfil se considerará Tipo I se está compuesto por:

- Roca de cualquier tipo, ya sea de naturaleza esquistosa o cristalina, o
- Suelos rígidos si la profundidad del suelo es menor que 60.000 mm, y los tipos de suelo que yacen sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

3.10.5.3 PERFIL DE SUELO TIPO II

Un perfil compuesto por suelos cohesivos rígidos o suelos no cohesivos profundos si la profundidad del suelo es mayor que 60.000 mm y los tipos de suelo que yacen sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas se deberá considerar Tipo II.

COMENTARIO

C3.10.5.1

Los efectos del sitio de emplazamiento sobre la respuesta estructural dependen de las condiciones del suelo. En estas Especificaciones se usan cuatro perfiles de suelo para definir un coeficiente de sitio usado para modificar el coeficiente de aceleración. Estos perfiles de suelo son representativos de diferentes condiciones subsuperficiales, las cuales fueron seleccionadas en base a un estudio estadístico de las formas espectrales desarrolladas en suelos próximos a zonas donde se originaron sismos en el pasado.

El coeficiente de sitio, S, se usa para incluir el efecto del sitio de emplazamiento sobre el coeficiente de respuesta sísmica elástica especificado en el Artículo 3.10.6

La decisión de especificar que el coeficiente de sitio por defecto sea el correspondiente al perfil Tipo II fue tomada conjuntamente por el comité durante el desarrollo de los requisitos correspondientes bajo el Proyecto ATC-6.

C3.10.5.2

Estos materiales se pueden caracterizar por una velocidad de onda de corte superior a 765 m/s.

ESPECIFICACIONES

3.10.5.4 PERFIL DE SUELO TIPO III

Un perfil compuesto por arcillas blandas o de rigidez media y arenas, caracterizado por 9000 mm o más de arcillas blandas o de rigidez media con o sin capas intercaladas de arena u otros suelos no cohesivos se deberá considerar Tipo III.

3.10.5.5 PERFIL DE SUELO TIPO IV

Un perfil compuesto por arcillas blandas o limos de más de 12.000 mm de profundidad se deberá considerar Tipo IV.

3.10.6 Coeficiente de respuesta sísmica elástica

3.10.6.1 REQUISITOS GENERALES

A menos que el Artículo 3.10.6.2 especifique lo contrario, el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} , para el modo de vibración m se deberá tomar como:

$$C_{sm} = \frac{1,2 A S}{T_m^{2/3}} \leq 2,5A \quad (3.10.6-1)$$

donde:

T_m = período de vibración del modo m (s)

A = coeficiente de aceleración especificado en el Artículo 3.10.2

S = coeficiente de sitio especificado en el Artículo 3.10.5

La determinación del período de vibración, T_m , se debería basar en la masa nominal no mayorada del componente o estructura.

COMENTARIO

C3.10.5.5

Estos materiales se pueden caracterizar por una velocidad de onda de corte inferior a 152 m/s, y podrían incluir los depósitos sueltos naturales o artificiales y los rellenos no diseñados según los principios de la ingeniería.

C3.10.6.1

El coeficiente de respuesta sísmica elástica se puede normalizar reemplazando la aceleración del terreno "A" y graficando el resultado contra el período de vibración. En la Figura C1 se ilustran estas curvas para diferentes perfiles de suelo, en base a un amortiguamiento del 5 por ciento.

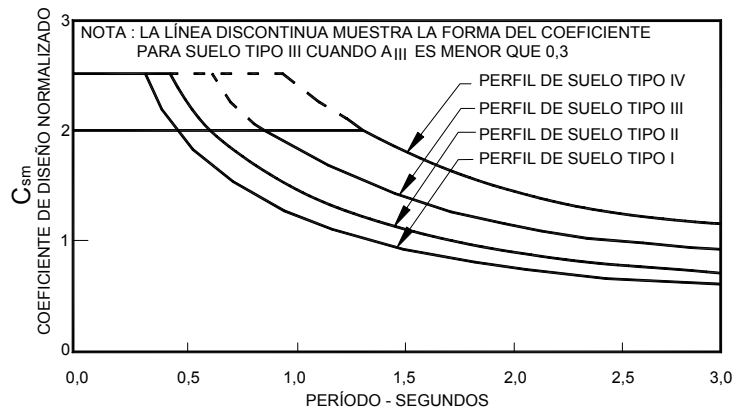


Figura C3.10.6.1-1 – Coeficientes de respuesta sísmica para diferentes perfiles de suelo, normalizados respecto del coeficiente de aceleración "A"

Un sismo puede excitar varios modos de vibración en un puente y, por lo tanto, se debería hallar el coeficiente de respuesta elástica para cada modo relevante.

La discusión del método unimodal del comentario del Artículo 4.7.4.3.2 se usa para ilustrar la relación entre el período, C_{sm} , y las fuerzas sísmicas cuasi-estáticas, $P_e(X)$. En el método unimodal la estructura se analiza para estas fuerzas. En el método multimodal la estructura se analiza para varias fuerzas sísmicas, cada una de ellas correspondiente al período y forma de uno de los modos fundamentales de vibración, y los

ESPECIFICACIONES

3.10.6.2 EXCEPCIONES

Para puentes en perfiles de suelo Tipo III y IV y en áreas donde el coeficiente "A" no es inferior a 0,30 no es necesario que C_{sm} sea mayor que 2,0A.

Para perfiles de suelo Tipo III y IV, y para modos de vibración diferentes al modo fundamental de vibración con períodos menores que 0,3 segundos C_{sm} se deberá tomar como:

$$C_{sm} = A(0,8 + 4,0T_m) \quad (3.10.6.2-1)$$

Si el período de vibración para cualquier modo es mayor que 4,0 segundos, el valor de C_{sm} para dicho modo se deberá tomar como:

$$C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^3} \quad (3.10.6.2-2)$$

3.10.7 Factores de modificación de respuesta

3.10.7.1 REQUISITOS GENERALES

Para aplicar los factores de modificación de respuesta aquí especificados, los detalles estructurales deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 5.10.2.2, 5.10.11 y 5.13.4.6.

A excepción de lo aquí indicado, las solicitaciones sísmicas de diseño para las subestructuras y las uniones entre partes de estructuras, listadas en la Tabla 2, se deberán determinar dividiendo las solicitaciones obtenidas mediante un análisis elástico por el correspondiente factor de modificación de respuesta, R, como se especifica en las Tablas 1 y 2, respectivamente.

A modo de alternativa al uso de los factores R especificados en la Tabla 2 para uniones, las uniones monolíticas entre elementos estructurales y/o estructuras, como por ejemplo las uniones columna-zapata, se pueden diseñar para transmitir las máximas solicitaciones que se pueden desarrollar por la rotulación inelástica de las columnas o los caballetes multicolumna que conectan según lo especificado en el Artículo 3.10.9.4.3.

Si se usa un método de análisis inelástico de historia de tiempo, el factor de modificación de respuesta, R, se deberá tomar igual a 1,0 para toda la subestructura y todas las uniones.

COMENTARIO

resultados se combinan usando métodos aceptables, como por ejemplo el método de la raíz cuadrada de los cuadrados medios.

C3.10.7.1

Estas Especificaciones reconocen que no resulta económico diseñar un puente para que resista grandes sismos de forma elástica. Se asume que las columnas se deforman inelásticamente cuando las fuerzas sísmicas superan su nivel de diseño, el cual se establece dividiendo las solicitaciones calculadas elásticamente por el correspondiente factor R.

Para preservar la integridad del puente bajo estas cargas extremas los factores R correspondientes a uniones son menores que los correspondientes a los elementos de la subestructura. Para las juntas de expansión dentro de la superestructura y las uniones entre la superestructura y los estribos, la aplicación del factor "R" amplifica las solicitaciones. Las uniones que transfieren fuerzas de una parte a la estructura a otra incluyen, aunque no se limitan a, apoyos fijos, apoyos expansivos ya sea con sujetadores, unidades de transmisión de impacto (STU) o amortiguadores, y uniones de corte. Para los apoyos unidireccionales estos factores R se usan sólo en la dirección restringida. En general, las fuerzas determinadas en base a la rotulación plástica serán menores que las obtenidas usando la Tabla 2, permitiendo lograr un diseño más económico.

ESPECIFICACIONES**COMENTARIO**

Tabla 3.10.7.1- 1 – Factores de modificación de respuesta – Subestructuras

Subestructura	Categoría según la importancia		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1,5	1,5	2,0
Caballetes de pilotes de hormigón armado			
• Sólo pilotes verticales	1,5	2,0	3,0
• Con pilotes inclinados	1,5	1,5	2,0
Columnas simples	1,5	2,0	3,0
Caballote de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y hormigón			
• Sólo pilotes verticales	1,5	3,5	5,0
• Con pilotes inclinados	1,5	2,0	3,0
Caballetes multicolumna	1,5	3,5	5,0

Tabla 3.10.7.1-2 – Factores de modificación de respuesta – Uniones

Unión	Todas las categorías
Superestructura - Estribo	0,8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	0,8
Columnas, pilares o caballetes de pilotes - Viga cabecera o superestructura	1,0
Columnas o pilares - Fundaciones	1,0

3.10.7.2 APLICACIÓN

Se deberá asumir que las cargas sísmicas actúan en cualquier dirección lateral.

Para ambos ejes ortogonales de la subestructura se deberá usar el factor R que corresponda.

Un pilar de hormigón tipo muro se puede analizar en la dimensión débil como una columna única siempre que se satisfagan todos los requisitos para columnas especificados en la Sección 5.

3.10.8 Combinación de solicitaciones sísmicas

Las solicitaciones sísmicas elásticas según cada uno de los ejes principales de un componente obtenidas de análisis en las dos direcciones perpendiculares, se deberán combinar de la siguiente manera para formar dos casos de carga:

- 100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares combinado con 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular, y
- 100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular combinado con 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en

C3.10.7.2

Generalmente los ejes ortogonales coincidirán con los ejes longitudinal y transversal del puente. En el caso de un puente curvo, el eje longitudinal puede ser la cuerda que une ambos estribos.

Los pilares tipo muro se pueden tratar como columnas anchas en su dimensión resistente, siempre y cuando en esta dirección se utilice el factor R adecuado.

C3.10.8

ESPECIFICACIONES

la primera dirección perpendicular.

Si las fuerzas en las uniones de las fundaciones y/o columnas se determinan por rotulación plástica de las columnas como se especifica en el Artículo 3.10.9.4.3, las solicitaciones resultantes se pueden determinar sin considerar los casos de carga combinados aquí especificados. Para los propósitos de este requisito, "fuerzas en las uniones de columna" serán el corte y el momento, calculados en base a la rotulación plástica. La carga axial se deberá tomar como la generada por la combinación de cargas apropiada, tomando la carga axial asociada con la rotulación plástica igual a "EQ" si corresponde. Si un pilar se diseña como una columna como se especifica en el Artículo 3.10.7.2, esta excepción se aplicará a la dirección débil del pilar si se usan las solicitaciones resultantes de la rotulación plástica; para la dirección resistente del pilar se deben usar los casos de carga combinados especificados.

3.10.9 Cálculo de las fuerzas de diseño

3.10.9.1 REQUISITOS GENERALES

Para los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, la mínima solicitación de diseño de una unión entre superestructura y subestructura en la dirección en la cual la unión está restringida no deberá ser menor que el producto entre el coeficiente del sitio, el coeficiente de aceleración y la carga permanente tributaria.

Los anchos de asiento en los apoyos expansivos de puentes multitramo deberán satisfacer el Artículo 4.7.4.4, o bien se deberán proveer unidades de transmisión de impacto (STU) y amortiguadores.

3.10.9.2 ZONA SÍSMICA I

Para puentes en Zona 1 cuando el coeficiente de aceleración es menor que 0,025 y el perfil de suelo es Tipo I o Tipo II, ...

FALTA HOJA 57

.....

Los componentes de la superestructura y subestructura y sus conexiones a las columnas también se deberán diseñar para resistir una fuerza de corte lateral de la columna determinada a partir de la resistencia flexional inelástica de diseño de la columna, usando los factores de resistencia aquí especificados.

Estas fuerzas de corte incidentales, calculadas en base a la rotulación inelástica, se pueden tomar como las fuerzas sísmicas extremas que es capaz de desarrollar el puente.

COMENTARIO

La excepción a estas combinaciones de cargas indicadas al final de la sección también se deberían aplicar a puentes en Zona 2 si las fuerzas en las fundaciones se determinan por rotulación plástica de las columnas.

C3.10.9.1

Este artículo se refiere a solicitaciones de la superestructura transmitidas a la subestructura. Los estribos de los puentes multitramo, pero no los de los puentes de un solo tramo, y muros de sostenimiento están sujetos a presiones del suelo incrementadas por la aceleración como se especifica en los Artículos 3.11.4 y 11.6.5. En este momento los muros de ala de las estructuras de un solo tramo aún no están totalmente cubiertos; en esta área el Ingeniero debería utilizar su criterio profesional

C3.10.9.2

Estos requisitos surgen porque, como se especifica en el Artículo 4.7.4, para los puentes en Zona 1 generalmente no se requiere un análisis sísmico. Estos valores por defecto se usan como ...

ESPECIFICACIONES**3.10.9.4.3b Columnas y pilares individuales**

Se deberán determinar las solicitaciones para los dos ejes principales de una columna y en la dirección débil de un pilar o caballete, de la siguiente manera:

- Paso 1 – Determinar la sobrerresistencia al momento de la columna. Usar un factor de resistencia, ϕ , igual a 1,3 para columnas de hormigón armado y 1,25 para columnas de acero estructural. Para ambos materiales la carga axial aplicada en la columna se deberá determinar usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, tomando la máxima carga axial para columna elástica de las fuerzas sísmicas determinadas de acuerdo con el Artículo 3.10.8 como “EQ”.
- Paso 2 – Usando la sobrerresistencia al momento de la columna calcular la correspondiente fuerza de corte de la columna. En el caso de columnas acampanadas este cálculo se deberá realizar usando las resistencias tanto en la parte superior como en la parte inferior de la campana en combinación con la altura de columna correspondiente. Si la fundación de una columna está significativamente por debajo del nivel del terreno, se debería considerar la posibilidad de que la rótula plástica se forme encima de la fundación. Si es posible que esto ocurra, para calcular la fuerza de corte de la columna se deberá usar la longitud de columna comprendida entre las rótulas plásticas.

Las solicitaciones correspondientes a la rotulación de una única columna se deberán tomar como:

- Fuerzas axiales – Aquellas determinadas usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, tomando la carga sísmica axial máxima y mínima no reducida del Artículo 3.10.8 como “EQ”.
- Momentos – Aquellos calculados en el Paso 1.
- Fuerza de corte – La calculada en el Paso 2.

3.10.9.4.3c Pilas con dos o más columnas

Para caballetes con dos o más columnas se deberán determinar las solicitaciones tanto en el plano del caballete como en el plano perpendicular al del caballete. En el plano perpendicular al del caballete las fuerzas se deberán determinar como para el caso de una sola columna indicado en el Artículo 3.10.9.4.3b.

COMENTARIO**C3.10.9.4.3b**

El uso de los factores 1,3 y 1,25 corresponde al uso habitual de un factor de resistencia para el hormigón armado. En este caso proporciona un aumento de resistencia, es decir la sobrerresistencia. Por lo tanto, el término “sobrerresistencia al momento” implica un factor de resistencia.

C10.9.4.3c

ESPECIFICACIONES

En el plano del caballete las fuerzas se deberán determinar como se indica a continuación:

- Paso 1 – Determinar las sobrerresistencias al momento de las columnas. Usar un factor de resistencia, ϕ , igual a 1,3 para columnas de hormigón armado y 1,25 para columnas de acero estructural. Para ambos materiales la carga axial inicial se debería determinar usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, con “EQ” = 0.
- Paso 2 – Usando la sobrerresistencia al momento calcular las correspondientes fuerzas de corte de las columnas. Sumar los cortes de las columnas del caballete para determinar la máxima fuerza de corte para la pila. Si hay un muro de altura parcial entre las columnas, la altura efectiva de la columna se debería tomar a partir de la parte superior del muro. Para columnas acampanadas y fundaciones debajo del nivel del terreno se deberán aplicar los requisitos del Artículo 3.10.9.4.3b. En el caso de caballetes de pilares, para calcular la fuerza de corte se deberá usar la longitud de pilar sobre la línea de lodo.
- Paso 3 – Aplicar la fuerza de corte del caballete al centro de masa de la superestructura encima de la pila y determinar las fuerzas axiales en las columnas que provoca el vuelco cuando se desarrollan las sobrerresistencias al momento.
- Paso 4 – Usando estas fuerzas axiales de las columnas como “EQ” en la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, determinar la sobrerresistencia al momento revisada de las columnas. Con las sobrerresistencias revisadas calcular las fuerzas de corte de las columnas y la máxima fuerza de corte para el caballete. Si la máxima fuerza de corte del caballete no está a ± 10 por ciento del valor determinado anteriormente, usar esta fuerza máxima de corte para el caballete y regresar al Paso 3.

Las fuerzas en las columnas individuales en el plano de un caballete correspondientes a rotulación de las columnas se deberán tomar como:

- Fuerzas axiales – Las cargas axiales máxima y mínima determinadas usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, tomando la carga axial determinada usando la iteración final del Paso 3 como “EQ” tratada como positiva y negativa.

COMENTARIO

Ver el Artículo C3.10.9.4.3b.

ESPECIFICACIONES

- **Momentos** – Las sobrerresistencias al momento de las columnas correspondientes a la máxima carga de compresión axial arriba especificada.
- **Corte** – La fuerza de corte correspondiente a las sobrerresistencias al momento de las columnas arriba especificadas, notando los requisitos del Paso 2 anterior.

3.10.9.4.3d Fuerzas de diseño para columnas y caballetes de pilotes

Las fuerzas de diseño para columnas y caballetes de pilotes se deberán tomar como un conjunto consistente de las menores fuerzas determinadas como se especifica en el Artículo 3.10.9.4.1, aplicadas de la siguiente manera:

- **Fuerzas axiales** – Las fuerzas de diseño máxima y mínima determinadas usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I ya sea tomando los valores de diseño elásticos determinados en el Artículo 3.10.8 como "EQ", o bien tomando los valores correspondientes a la rotulación plástica de la columna como "EQ".
- **Momentos** – Los momentos de diseño modificados determinados para la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I.
- **Corte** – El valor menor entre el valor de diseño elástico determinado para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Evento Extremo I con las cargas sísmicas combinadas según lo especificado en el Artículo 3.10.8 y usando un factor R igual a 1 para la columna, o el valor correspondiente a la rotulación plástica de la columna.

3.10.9.4.3e Fuerzas de diseño para pilares

Las fuerzas de diseño serán aquellas determinadas para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Evento Extremo I, excepto si en su dirección débil el pilar se diseña como una columna. Si el pilar se diseña como una columna, las fuerzas de diseño en la dirección débil serán como se especifica en el Artículo 3.10.9.4.3d y se deberán aplicar todos los requisitos de diseño para columnas, como se especifican en la Sección 5. Si en la dirección débil se usan las fuerzas debidas a la rotulación plástica, para determinar el momento elástico se deberá aplicar la combinación de fuerzas especificada en el Artículo 3.10.8, y luego el momento elástico se deberá reducir aplicando el factor R que corresponda.

COMENTARIO**C3.10.9.4.3d**

Las fuerzas axiales de diseño que controlan tanto el diseño a flexión de la columna como los requisitos para el diseño al corte son ya sea el máximo o el mínimo de las fuerzas de diseño no reducidas o los valores correspondientes a la rotulación plástica de las columnas. En la mayoría de los casos, los valores de carga axial y corte correspondientes a la rotulación plástica de las columnas serán menores que las fuerzas de diseño no reducidas. Las fuerzas de corte de diseño se especifican de manera de minimizar la posibilidad de una falla por corte en la columna.

Si se realiza un análisis de rotulación inelástica, estos momentos y fuerzas de corte son las fuerzas máximas que se pueden desarrollar y, por lo tanto, no se aplican las combinaciones de cargas direccionales del Artículo 3.10.8.

C3.10.9.4.3e

Las fuerzas de diseño para pilares especificadas en el Artículo 3.10.9.4.3e se basan en la hipótesis de que un pilar tiene baja capacidad de ductilidad y ninguna redundancia. Por este motivo se usa un bajo factor R igual a 2 para determinar las fuerzas de diseño reducidas, y se anticipa que sólo habrá una pequeña cantidad de deformación inelástica en la respuesta del pilar al ser solicitado por las fuerzas provocadas por el sismo de diseño. Si en su dirección débil un pilar se diseña como una columna, se deben aplicar las fuerzas de diseño y, más importante aún, los requisitos de diseño del Artículo 3.10.9.4.3d y de la Sección 5.

ESPECIFICACIONES

3.10.9.4.3f Fuerzas de diseño para fundaciones

Las fuerzas de diseño para fundaciones, incluyendo zapatas, cabezales de pilotes y pilotes, se pueden tomar ya sea como aquellas fuerzas determinadas para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Evento Extremo I, con las cargas sísmicas combinadas como se especifica en el Artículo 3.10.8, o bien como las fuerzas en la base de las columnas correspondientes a la rotulación plástica de la columna como se determina en el Artículo 3.10.8.

Si las columnas de un caballete tienen una zapata común, se puede usar la distribución final de fuerzas en la base de las columnas del Paso 4 del Artículo 3.10.9.4.3c para diseñar la zapata en el plano del caballete. Esta distribución de fuerzas produce menores fuerzas de corte y momentos en la zapata, ya que una de las columnas exteriores puede estar traccionada y la otra comprimida como resultado del momento de vuelco sísmico. Esto aumenta efectivamente los momentos y fuerzas de corte últimos en una columna y los reduce en la otra.

3.10.9.5 SUJETADORES LONGITUDINALES

La fricción no se considerará como un sujetador efectivo.

Los sujetadores se deberán diseñar para una fuerza calculada como el coeficiente de aceleración por la carga permanente más liviana de los dos tramos o partes de la estructura adyacentes.

Si el sujetador está ubicado en un punto diseñado para que durante un movimiento sísmico allí ocurra desplazamiento relativo de las secciones de la superestructura, el sujetador deberá tener suficiente huelgo para que no comience a actuar hasta que el desplazamiento de diseño haya sido superado.

Si no se ha de disponer un sujetador en las columnas o pilares, el sujetador de cada tramo se puede fijar a la columna o pilaren vez de disponerlo interconectando tramos adyacentes.

En lugar de sujetadores se pueden usar y diseñar unidades de transmisión de impacto (STU) ya sea para la fuerza elástica calculada en el Artículo 4.7 o bien para las máximas sollicitaciones generadas por la rotulación inelástica de la subestructura según lo especificado en el Artículo 3.10.7.1.

3.10.9.6 DISPOSITIVOS DE AMARRE

En las Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 se deberán disponer dispositivos de amarre en los apoyos y en las articulaciones de estructuras continuas si la fuerza sísmica vertical provocada por la carga sísmica longitudinal se opone a la reacción debida a las cargas permanentes y es

COMENTARIO

C3.10.9.4.3f

Las fuerzas de diseño para fundaciones especificadas son consistentes con la filosofía de diseño tendiente a minimizar daños que no se puedan detectar fácil y rápidamente. Las fuerzas de diseño recomendadas son las fuerzas máximas que pueden ser transmitidas a la zapata por rotulación plástica de la columna. Las fuerzas de diseño alternativas son las fuerzas de diseño elásticas. Se debería notar que estas últimas pueden ser considerablemente mayores que las fuerzas de diseño recomendadas, aunque si el diseño está determinado por consideraciones arquitectónicas, las fuerzas elásticas de diseño alternativas pueden ser menores que las fuerzas debidas a la rotulación plástica de las columnas.

Ver también el segundo párrafo de C3.10.9.4.3d.

ESPECIFICACIONES

mayor que 50 por ciento, pero menor que 100 por ciento, de la misma. En este caso la fuerza de levantamiento neta para el diseño del dispositivo de amarre se deberá tomar igual al 10 por ciento de la reacción debida a las cargas permanentes que se ejercerían si el tramo fuera simplemente apoyado.

Si las fuerzas sísmicas verticales provocan un levantamiento neto, el dispositivo de amarre se deberá diseñar para resistir el valor mayor entre:

- 120 por ciento de la diferencia entre la fuerza sísmica vertical y la reacción debida a las cargas permanentes, o
- 10 por ciento de la reacción debida a las cargas permanentes.

3.10.10 Requisitos para puentes temporarios y puentes construidos por etapas

Cualquier puente o puente parcialmente construido que se anticipa permanecerá durante más de cinco años se deberá diseñar usando los requisitos correspondientes a estructuras permanentes, no los requisitos de este Artículo.

El requisito que establece que un sismo no deberá provocar el colapso de todo el puente ni parte del mismo, según el Artículo 3.10.1, se deberá aplicar a los puentes temporarios que llevarán tráfico. También se deberá aplicar a aquellos puentes que se construyen por etapas y que se anticipa llevarán tráfico y/o cruzarán sobre rutas que llevan tráfico. Para calcular las fuerzas elásticas y desplazamientos, el coeficiente de aceleración dado en el Artículo 3.10.2 se puede reducir mediante un factor no mayor que 2. Los coeficientes de aceleración para sitios de emplazamiento próximos a una falla activa deberán ser objeto de un estudio especial. Para calcular las fuerzas de diseño, los factores de modificación de respuesta dados en el Artículo 3.10.7 se pueden aumentar mediante un factor no mayor que 1,5. Este factor no se deberá aplicar a las uniones según lo definido en la Tabla 3.10.7.1-2.

Los requisitos sobre ancho mínimo de asiento del Artículo 4.7.4.4 se aplicará a todos los puentes temporarios y construcciones por etapas.

3.11 EMPUJE DEL SUELO: EH, ES, LS y DD**3.11.1 Requisitos generales**

El empuje del suelo se considerará función de:

- Tipo y densidad del suelo,
- Contenido de agua,

COMENTARIO**C3.10.10**

La opción de emplear un coeficiente de aceleración reducido se incluye para reflejar que el período de exposición es limitado.

(TODO EL ARTÍCULO 3-11 REEMPLAZADO POR T-15-'02) – SIN SUBRAYADO DOBLE

C3.11.1

Los muros que pueden tolerar muy poco o ningún movimiento se deberían diseñar para empuje en reposo. Los muros que se pueden mover alejándose de la masa de suelo se deberían diseñar para empujes entre condiciones activa y en reposo, dependiendo de la magnitud de los movimientos admisibles. El movimiento

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

ESPECIFICACIONES

- Características de fluencia lenta del suelo,
- Grado de compactación,
- Ubicación del nivel freático,
- Interacción suelo-estructura,
- Cantidad de sobrecarga,
- Efectos sísmicos,
- Ángulo de la superficie del relleno, y
- Inclinación del muro.

COMENTARIO

requerido para llegar al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo es función de la altura del muro y del tipo de suelo. En la Tabla C1 se indican algunos valores típicos de estos movimientos movilizadores en función de la altura del muro, donde:

Δ = movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral (mm)

H = altura del muro (mm)

En el caso de muros que retienen materiales cohesivos, al estimar los empujes del suelo de diseño se deberían considerar los efectos de la fluencia lenta del suelo. La evaluación de la fluencia lenta del suelo es compleja y exige reproducir en laboratorio las condiciones de tensión in situ como lo discute Mitchell (1976). Una complicación adicional de la evaluación de las tensiones inducidas por los suelos cohesivos es su sensibilidad a los ciclos de contracción y expansión, humedecimiento y secado, y grado de saturación. Se pueden formar fisuras por tracción, las cuales alteran considerablemente las hipótesis adoptadas para estimar las tensiones. Si fuera posible, se debería evitar el uso de suelos cohesivos u otros suelos de grano fino como material de relleno, y en ningún caso de se deberían usar arcillas altamente plásticas.

Tabla C3.11.1-1 – Valores aproximados de los movimientos relativos requeridos para llegar a condiciones de empuje activo o pasivo del suelo (Clough y Duncan, 1991)

Tipo de relleno	Valores de Δ/H	
	Activo	Pasivo
Arena densa	0,001	0,01
Arena de densidad media	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compactado	0,002	0,02
Arcilla magra compactada	0,010	0,05
Arcilla grasa compactada	0,010	0,05

Bajo condiciones de tensión próximas al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo, los suelos cohesivos indicados en la Tabla C1 fluyen continuamente, y los movimientos indicados producen empujes activos o pasivos sólo temporariamente. Si no hay más movimiento, los empujes activos aumentarán con el tiempo, aproximándose al empuje en reposo, y los empujes pasivos disminuirán con el tiempo, aproximándose a valores del orden del 40 por ciento del máximo valor a corto plazo. Una hipótesis conservadora para tomar en cuenta los factores imponderables sería

ESPECIFICACIONES

3.11.2 Compactación

Si se anticipa que habrá compactación mecánica dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro medida a partir del muro, tomando esta altura como la diferencia de cotas entre los puntos donde la superficie terminada interseca el respaldo del muro y la base del muro, se deberá tomar en cuenta el efecto del empuje adicional que puede inducir la compactación.

3.11.3 Presencia de agua

Si no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo.

En casos en los cuales se anticipa que habrá endicamiento de agua detrás de la estructura, el muro se deberá dimensionar para soportar la presión hidrostática del agua más el empuje del suelo.

Para determinar el empuje lateral del suelo debajo del nivel freático se deberán usar las densidades del suelo sumergido.

Si el nivel freático difiere a ambos lados del muro, se deberán considerar los efectos de la filtración sobre la estabilidad del muro y el potencial de socavación. Las presiones del agua intersticial se deberán sumar a las tensiones efectivas horizontales para determinar los empujes laterales totales que actúan sobre el muro.

COMENTARIO

usar el empuje en reposo basado en la resistencia residual del suelo.

C3.11.2

Los empujes inducidos por la compactación del suelo se pueden estimar usando los procedimientos descritos por Clough y Duncan (1991). Cuanto más pesados sean los equipos usados para compactar el relleno, y cuanto más próximo al muro se los opere, mayores serán los empujes inducidos por la compactación. La magnitud de los empujes del suelo ejercidos sobre un muro por un relleno compactado se puede minimizar usando sólo rodillos pequeños o compactadores manuales dentro de la distancia igual a la mitad de la altura del muro medida a partir del respaldo del mismo. En el caso de las estructuras de tierra estabilizada mecánicamente, las tensiones de compactación ya están incluidas en el modelo de diseño y los procedimientos de compactación especificados.

C3.11.3

Se debería evitar que se desarrollen presiones hidrostáticas sobre los muros, usando roca triturada, tuberías de drenaje, mechinales, drenes de grava, drenes perforados o drenes geosintéticos.

Las presiones del agua intersticial detrás del muro se pueden aproximar mediante procedimientos de flujo neto o mediante diversos métodos analíticos.

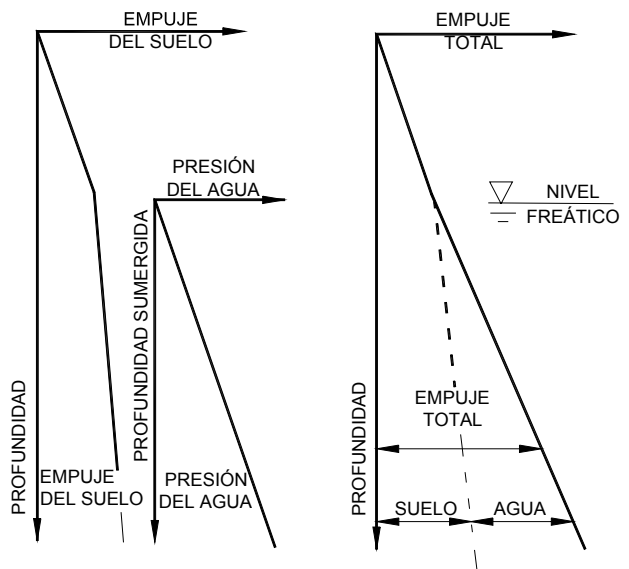


Figura C3.11.3-1 – Efecto del nivel freático

ESPECIFICACIONES

3.11.4 Efecto sísmico

Se deberán considerar los efectos de la inercia del muro y la probable amplificación del empuje pasivo y/o movilización de masas de suelo pasivas por parte de un sismo.

3.11.5 Empuje del suelo: EH

3.11.5.1 EMPUJE LATERAL BÁSICO DEL SUELO

Se asumirá que el empuje lateral básico del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$p = k\gamma_s gz (\times 10^{-9}) \quad (3.11.5.1-1)$$

donde:

p = empuje lateral básico del suelo (MPa)

k = coeficiente de empuje lateral tomado como k_o , especificado en el Artículo 3.11.5.2, para muros que no se deforman ni mueven, k_a , especificado en los Artículos 3.11.5.3, 3.11.5.6 y 3.11.5.7, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p , especificado en el Artículo 3.11.5.4, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

z = profundidad debajo de la superficie del suelo (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ de la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro y la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

COMENTARIO

C3.11.4

En el apéndice de la Sección 11 se presenta el método Mononobe-Okabe para determinar presiones fluidas estáticas equivalentes para las cargas sísmicas sobre muros de sostenimiento de gravedad y semigravedad.

El análisis de Mononobe-Okabe se basa, en parte, en la hipótesis de que los suelos del relleno no están saturados y por ende no son susceptibles a la licuefacción.

Si los suelos están sujetos tanto a saturación como a cargas sísmicas u otras cargas cíclicas o instantáneas, se debería prestar particular atención a la posibilidad de licuefacción del suelo.

C3.11.5.1

Aunque versiones anteriores de estas especificaciones requerían que los muros de gravedad convencionales fueran diseñados para una resultante del empuje de suelo ubicada a $0,4H$ de la base del muro, la edición actual requiere que el diseño se haga para una reacción ubicada a $H/3$ de la base. Este requisito es consistente con las prácticas históricas y con los factores de resistencia calibrados de la Sección 11. En los muros de sostenimiento de gravedad de hormigón

ESPECIFICACIONES

3.11.5.2 COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL DEL SUELO EN REPOSO, k_o

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_o = 1 - \sin \phi'_f \quad (3.11.5.2-1)$$

donde:

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción del suelo

k_o = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

Para los suelos sobreconsolidados se puede asumir que el coeficiente de empuje lateral en reposo varía en función de la relación de sobreconsolidación o historial de solicitaciones, y se puede tomar como:

$$k_o = (1 - \sin \phi'_f)(OCR)^{\sin \phi'_f} \quad (3.11.5.2-2)$$

donde:

COMENTARIO

masivo la carga lateral resultante debida al empuje del suelo puede actuar a una altura de hasta $0,4H$ de la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie superior del relleno hasta la base de la zapata, si el muro se deforma lateralmente, es decir se traslada, en respuesta a las cargas laterales del suelo. En estas estructuras, el relleno detrás del muro se debe deslizar a lo largo del respaldo del muro para que la masa de suelo alcance el estado de empuje activo. Resultados experimentales indican que, a medida que el muro se traslada, el relleno se arquea contra la parte superior del muro, provocando que el punto en el cual la resultante de la carga de suelo lateral se transfiere al muro se desplace hacia arriba (Terzaghi, 1934; Clausen y Johansen et al., 1972; Sherif et al., 1982). Estos muros no son representativos de los muros de gravedad que típicamente se usan en aplicaciones viales.

En el caso de la mayor parte de los muros de gravedad representativos de los que se usan en construcciones viales, muros de sostenimiento tipo pantalla u otros muros flexibles que se inclinan o deforman lateralmente en respuesta a las cargas laterales, por ejemplo los muros de tierra estabilizada mecánicamente, como así también en el caso de muros que no se pueden trasladar ni inclinar, por ejemplo los muros integrales con un estribo, el relleno no se arquea significativamente contra el muro, y la carga lateral resultante debida al empuje del suelo actúa a una altura igual a $H/3$ de la base del muro. Además, si en el análisis no se considera la fricción del muro, ubicar la resultante a $H/3$ constituye una hipótesis conservadora aún cuando el muro se pueda trasladar.

C3.11.5.2

Para los típicos muros en voladizo de más de 1500 mm de altura con relleno de grado estructural, los cálculos indican que el movimiento horizontal de la parte superior del muro debido a la combinación de la deformación estructural del alma y la rotación de la fundación es suficiente para desarrollar condiciones activas.

ESPECIFICACIONES

OCR = relación de sobreconsolidación

Los limos y arcillas magras no se deberán usar como relleno a menos que se sigan procedimientos de diseño adecuados y se incorporen medidas de control en la documentación técnica que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar la posibilidad de desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa de suelo de acuerdo con el Artículo 3.11.3. Se deberá disponer un sistema de drenaje adecuado para impedir que se desarrollen fuerzas hidrostáticas y de filtración detrás del muro, de acuerdo con los requisitos de la Sección 11. Las arcillas altamente plásticas en ningún caso se deberán usar como relleno.

3.11.5.3 COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL ACTIVO, k_a

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \varphi'_f)}{\Gamma [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]} \quad (3.11.5.3-1)$$

donde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_f + \delta) \sin(\varphi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad (3.11.5.3-2)$$

y:

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la Tabla 1 (grados)

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la Figura 1 (grados)

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal como se indica en la Figura 1 (grados)

φ'_f = ángulo efectivo de fricción interna

Para condiciones diferentes a las descritas en la Figura 1 el empuje activo se puede calcular usando un método de tanteos basado en la teoría de la cuña usando el método de Culmann (por ejemplo, ver Terzaghi et al., 1996).

COMENTARIO

La evaluación de la tensión inducida por los suelos cohesivos tiene un elevado grado de incertidumbre debido a su sensibilidad a la contracción y expansión, humedecimiento y secado, y grado de saturación. Se pueden formar fisuras por tracción, las cuales alteran considerablemente las hipótesis adoptadas para estimar las tensiones. Se recomienda proceder con precaución al determinar los empujes laterales del suelo, asumiendo siempre las condiciones más desfavorables. El Artículo C3.11.1 contiene lineamientos adicionales para estimar los empujes del suelo en suelos de grano fino. Si fuera posible, se debería evitar el uso de suelos cohesivos u otros suelos de grano fino como relleno.

C3.11.5.3

Los valores de k_a según la Ecuación 1 se basan en las teorías de empuje de Coulomb. La teoría de Coulomb es necesaria para diseñar muros de sostenimiento en los cuales la cara posterior del muro interfiere con el desarrollo de las superficies de deslizamiento en el suelo de relleno supuestas en la teoría de Rankine (Figura C1 y Artículo C3.11.5.8). Para muros en voladizo de talón largo se puede usar tanto la teoría de Coulomb como la de Rankine, como se ilustra en la Figura C1a. En general, la teoría de Coulomb se aplica para muros de gravedad, semigravedad y muros modulares prefabricados con respaldos relativamente empinados, y pantallas o muros de hormigón en voladizo de talón corto.

Para el muro en voladizo de la Figura C1b, el empuje del suelo se aplica sobre un plano que se extiende verticalmente desde el talón de la base del muro, y el peso del suelo a la izquierda del plano vertical se considera parte del peso del muro.

En la Figura C1 se ilustran las diferencias entre la teoría de Coulomb especificada actualmente y la teoría de Rankine especificada en el pasado. La teoría de Rankine constituye la base del método del fluido equivalente del Artículo 3.11.5.5.

Los limos y arcillas magras no se deberían usar como relleno si hay materiales granulares disponibles que permitan el libre drenaje. Si se usan limos o suelos cohesivos de drenaje pobre, se recomienda proceder con extremo cuidado en la determinación de los empujes laterales del suelo, asumiendo siempre las condiciones más desfavorables. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el Artículo 3.11.3. Se deberán tomar medidas adecuadas para asegurar el drenaje e impedir que detrás del muro se desarrollen fuerzas hidrostáticas y de filtración de acuerdo con los requisitos

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

de la Sección 11. En ningún caso de se deberán usar arcillas altamente plásticas como relleno.

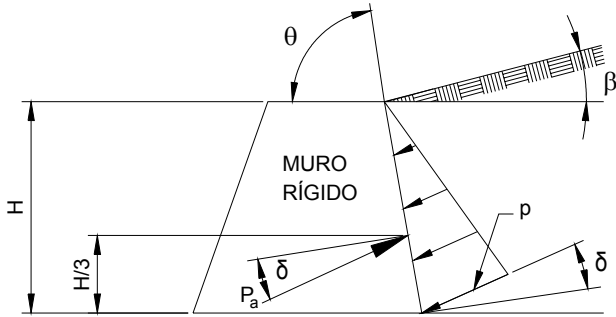


Figura 3.11.5.3-1 – Simbología para el empuje activo de Coulomb

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

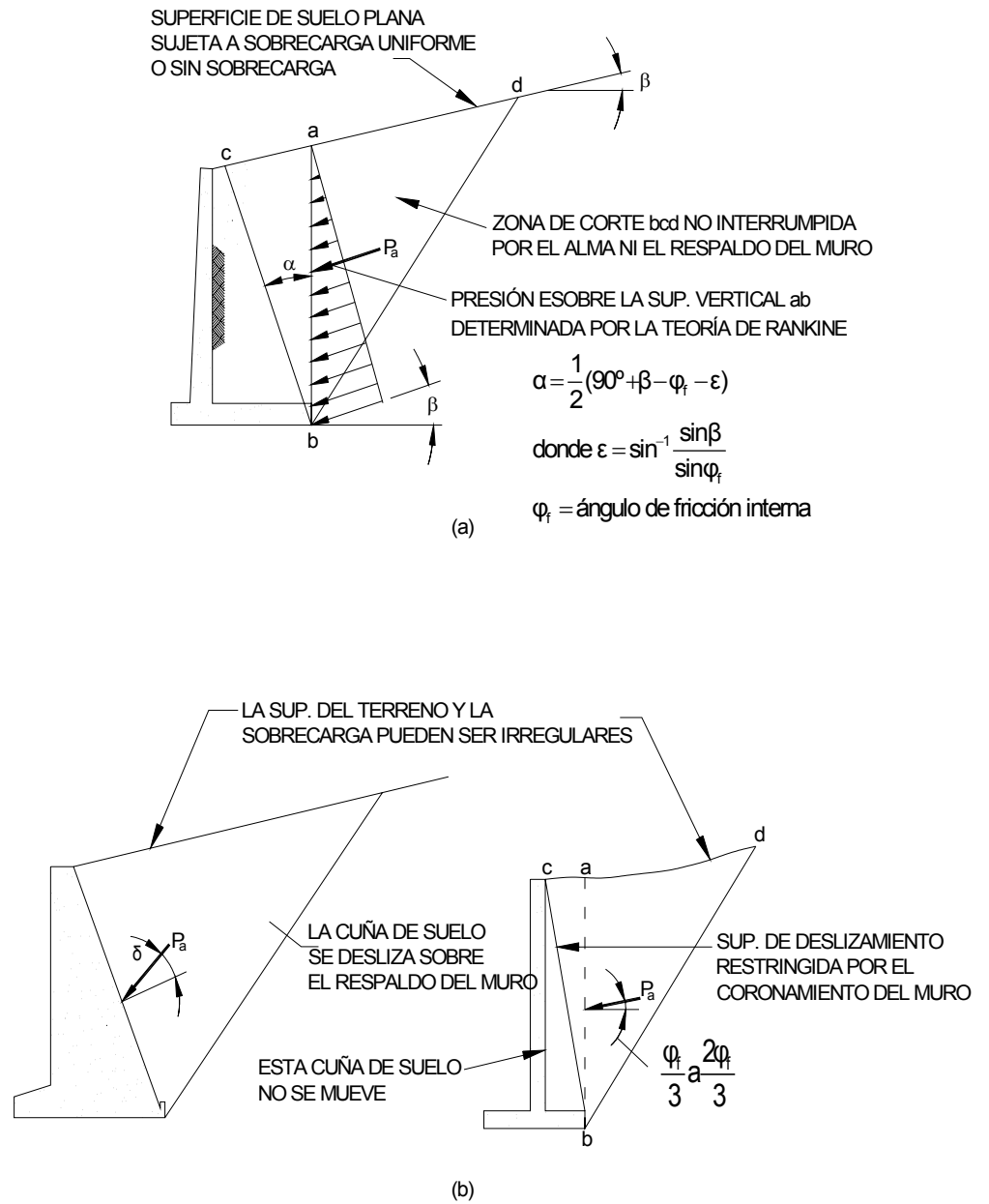


Figura C3.11.5.3-1 – Aplicación de las teorías de (a) Rankine) y (b) Coulomb para el diseño de muros de sostenimiento

Tabla 3.11.5.3-1 – Ángulo de fricción para diferentes materiales (U.S. Department of the Navy, 1982a)

Materiales en la interfase	Ángulo de fricción, δ (grados)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
<p>Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Roca sana y limpia • Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa • Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave limosa o arcillosa • Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media • Limo fino arenoso, limo no plástico • Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura • Arcilla de rigidez media y arcilla rígida; arcilla limosa <p>La mampostería sobre estos materiales de fundación tiene los mismos factores de fricción.</p>	<p>35</p> <p>29 a 31</p> <p>24 a 29</p> <p>19 a 24</p> <p>17 a 19</p> <p>22 a 26</p> <p>17 a 19</p>	<p>0,70</p> <p>0,55 a 0,60</p> <p>0,45 a 0,55</p> <p>0,34 a 0,55</p> <p>0,31 a 0,34</p> <p>0,40 a 0,49</p> <p>0,31 a 0,34</p>
<p>Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas • Arena limpia, mezcla de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño • Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla • Limo fino arenoso, limo no plástico 	<p>22</p> <p>17</p> <p>14</p> <p>11</p>	<p>0,40</p> <p>0,31</p> <p>0,25</p> <p>0,19</p>
<p>Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas • Arena limpia, mezcla de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño • Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla • Limo fino arenoso, limo no plástico 	<p>22 a 26</p> <p>17 a 22</p> <p>17</p> <p>14</p>	<p>0,40 a 0,49</p> <p>0,31 a 0,40</p> <p>0,31</p> <p>0,25</p>
<p>Diferentes materiales estructurales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas: <ul style="list-style-type: none"> • roca blanda tratada sobre roca blanda tratada • roca dura tratada sobre roca blanda tratada • roca dura tratada sobre roca dura tratada • Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano • Acero contra acero en trabado de tablestacas 	<p>35</p> <p>33</p> <p>29</p> <p>26</p> <p>17</p>	<p>0,70</p> <p>0,65</p> <p>0,55</p> <p>0,49</p> <p>0,31</p>

3.11.5.4 COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL PASIVO, k_p C3.11.5.4

Para los suelos no cohesivos los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo se pueden tomar de la Figura 1, para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de la Figura 2, para el caso de muro vertical y relleno de superficie inclinada. Para condiciones diferentes a las descritas en las Figuras 1 y 2 el empuje pasivo se puede calcular usando un método de tanteos basado en la

El movimiento requerido para movilizar el empuje pasivo es aproximadamente 10 veces mayor que el movimiento necesario para hacer que el empuje llegue a los valores activos. El movimiento requerido para movilizar el empuje pasivo total en arena suelta es aproximadamente 5 por ciento de la altura de la cara sobre la cual actúa el empuje pasivo. Para la arena densa el movimiento requerido para movilizar el empuje

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

teoría de la cuña (por ejemplo, ver Terzaghi et al., 1996). Si se usa la teoría de la cuña, el valor limitante del ángulo de fricción del muro no se deberá tomar mayor que la mitad del ángulo de fricción interna, ϕ_i .

Para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar de la siguiente manera:

$$p_p = k_p \gamma_s g z + 10^{-9} + 2c \sqrt{k_p} \quad (3.11.5.4-1)$$

donde:

p_p = empuje lateral pasivo del suelo (MPa)

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

z = profundidad debajo de la superficie del suelo (mm)

c = cohesión del suelo (MPa)

k_p = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo especificado en las Figuras 1 y 2, según corresponda

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

pasivo total es menor que el 5 por ciento de la altura de la cara sobre la cual actúa el empuje pasivo, y 5 por ciento representa una estimación conservadora del movimiento requerido para movilizar el empuje pasivo total. Para los suelos cohesivos pobremente compactados el movimiento requerido para movilizar el empuje pasivo total es mayor que 5 por ciento de la altura de la cara sobre la cual actúa el empuje.

Las soluciones en base a la teoría de la cuña son inseguras y no conservadoras para valores elevados del ángulo de fricción del muro.

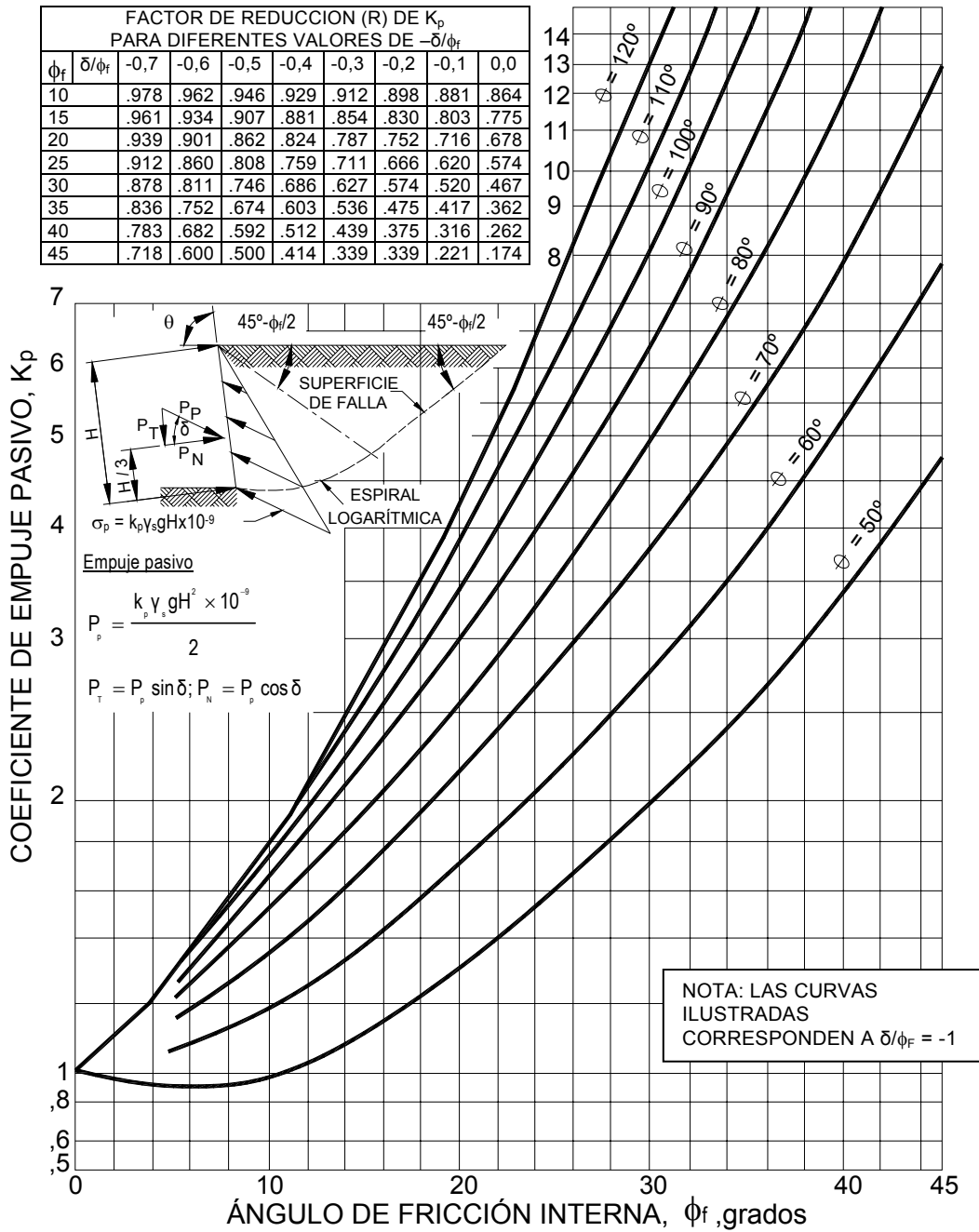


Figura 3.11.5.4-1 – Procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (U.S. Department of the Navy, 1982a)

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

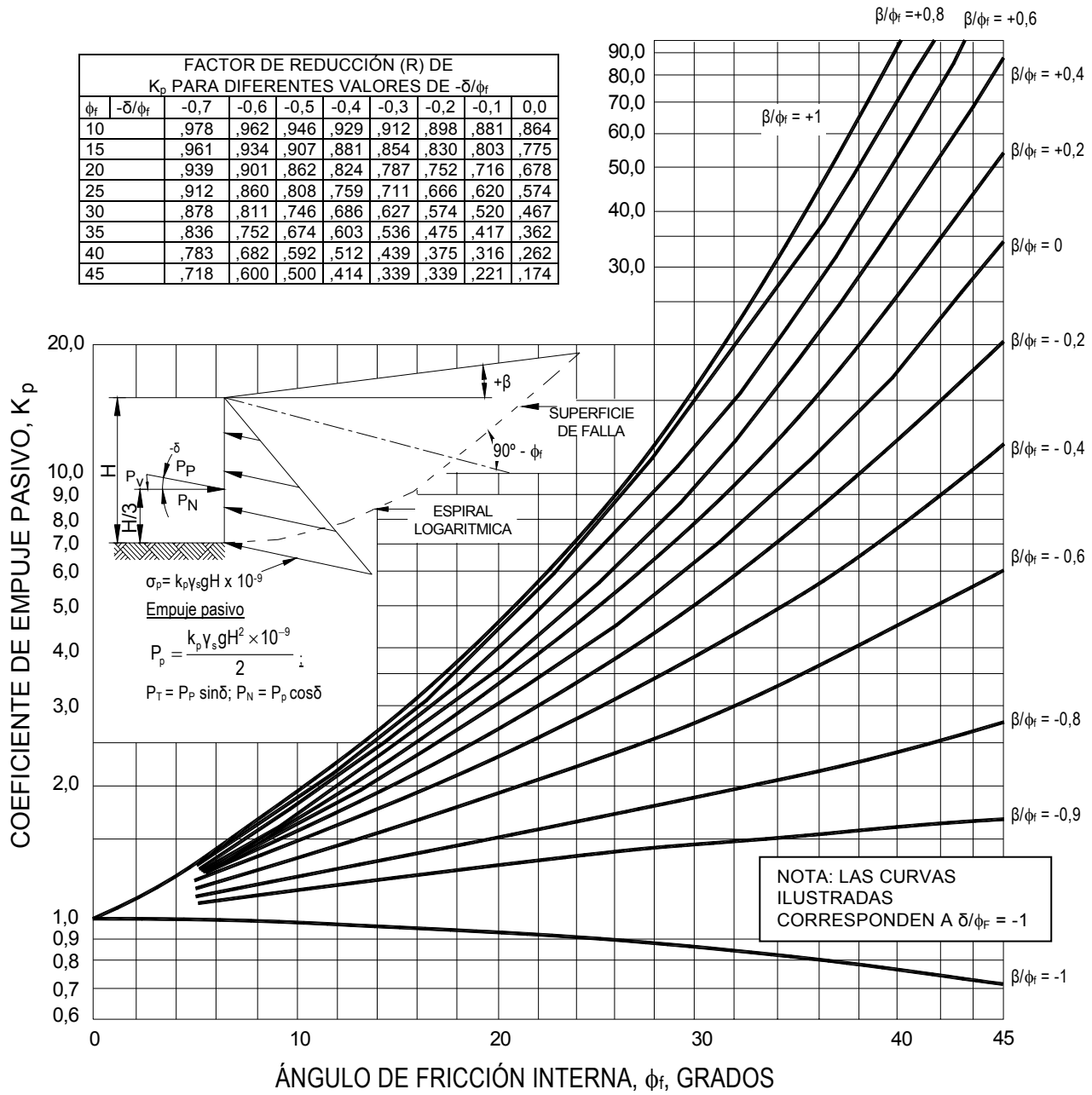


Figura 3.11.5.4-2 – Procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales con relleno de superficie inclinada (U.S. Department of the Navy, 1982a)

ESPECIFICACIONES**3.11.5.5 MÉTODO DEL FLUIDO EQUIVALENTE PARA ESTIMAR EMPUJES LATERALES DE RANKINE**

El método del fluido equivalente se puede usar cuando la teoría del empuje del suelo de Rankine es aplicable.

El método del fluido equivalente sólo se deberá usar si el relleno se puede drenar libremente. Si no se puede satisfacer este criterio, para determinar el empuje horizontal del suelo se deberán usar los requisitos de los Artículos 3.11.3, 3.11.5.1 y 3.11.5.3.

Si se usa el método del fluido equivalente el empuje básico del suelo, p (MPa), se puede tomar como:

$$p = \gamma_{eq} g z (\times 10^{-9}) \quad (C3.11.5.5-1)$$

donde:

γ_{eq} = densidad de fluido equivalente del suelo, no inferior a 480 (kg/m³)

z = profundidad debajo de la superficie del suelo (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Se asumirá que la carga lateral de suelo resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 de la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno hasta el fondo de la zapata.

Los valores típicos para las densidades de fluido equivalente a usar en el diseño de un muro de altura no mayor que 6000 mm se puede tomar de la Tabla 1, donde:

Δ = movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo empuje activo o máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral (mm)

H = altura del muro (mm)

β = ángulo del relleno respecto de la horizontal (grados)

La magnitud de la componente vertical del empuje del suelo resultante para el caso de relleno de superficie inclinada se puede determinar como:

$$P_v = P_h \tan \beta \quad (3.11.5.5-2)$$

donde:

$$P_h = 0,5 \gamma_{eq} g H^2 (x 10^{-9}) \quad (3.11.5.5-3)$$

COMENTARIO**C3.11.5.5**

La aplicabilidad de la teoría de Rankine se discute en el Artículo C3.11.5.3.

Se dan valores de las densidades de fluidos equivalentes para muros que pueden tolerar muy poco o ningún movimiento, así como para muros que se pueden mover hasta 25 mm en 6000 mm. Los conceptos de densidades de fluidos equivalentes toman en cuenta el efecto de la fluencia lenta del suelo sobre los muros.

Si el relleno se puede drenar libremente (es decir, si es material granular con < 5 por ciento pasante tamiz No. 200), el agua no puede generar presión hidrostática.

Para una discusión sobre el punto de aplicación de la resultante del empuje lateral del suelo ver el Artículo C3.11.5.1.

Los valores de densidades de fluido equivalente presentados en la Tabla 1 para $\Delta/H = 1/240$ representan la componente horizontal del empuje activo del suelo en base a la teoría de Rankine. Este empuje horizontal del suelo es aplicable para muros de sostenimiento en voladizo en los cuales el alma no interfiere con la superficie de deslizamiento que define la cuña de falla de Rankine dentro del relleno detrás del muro (Figura C3.11.5.3-1). El empuje horizontal se aplica en un plano vertical que se extiende desde el talón de la base del muro, y el peso del suelo a la izquierda del plano vertical se incluye como parte del peso del muro.

Para el caso de rellenos de superficie inclinada, en la Tabla 1 también hay una componente vertical de empuje del suelo actuando sobre el plano vertical que se extiende a partir del talón del muro.

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

Tabla 3.11.5.5-1 – Valores típicos para las densidades de fluido equivalente de los suelos

Tipo de suelo	Relleno de superficie horizontal		Relleno con $\beta = 25^\circ$	
	En reposo $Y_{eq} (kg/m^3)$	Activo $\Delta/H = 1/240$ $Y_{eq} (kg/m^3)$	En reposo $Y_{eq} (kg/m^3)$	Activo $\Delta/H = 1/240$ $Y_{eq} (kg/m^3)$
Arena o grava suelta	880	640	1040	800
Arena o grava de densidad media	800	560	960	720
Arena o grava densa	720	480	880	640

3.11.5.6 EMPUJES LATERALES DEL SUELO PARA MUROS TIPO PANTALLA

C3.11.5.6

Para muros permanentes se pueden usar las distribuciones de empujes laterales simplificadas ilustradas en las Figuras 1 a 3. Si los muros soportan o son soportados por suelos cohesivos para aplicaciones temporarias, los muros se pueden diseñar en base a los métodos de análisis de tensión total y parámetros de resistencia al corte en condición no drenada. Para este último caso se pueden usar las distribuciones de empujes simplificadas ilustradas en las Figuras 4 a 7 con las siguientes restricciones:

- La relación entre la presión por sobrecarga total y la resistencia al corte no drenada, N_s (ver Artículo 3.11.5.7.2) deberá ser menor que 3 en la base del muro.
- El empuje activo del suelo no deberá ser menor que 0,25 por la presión de sobrecarga efectiva a cualquier profundidad, ó $5,5 \times 10^{-6}$ MPa de la altura del muro, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Para muros temporarios con elementos verticales discretos empotrados en suelo granular o roca, se pueden usar las Figuras 1 y 2 para determinar la resistencia pasiva y las Figuras 4 y 5 para determinar el empuje activo del suelo debido al suelo retenido.

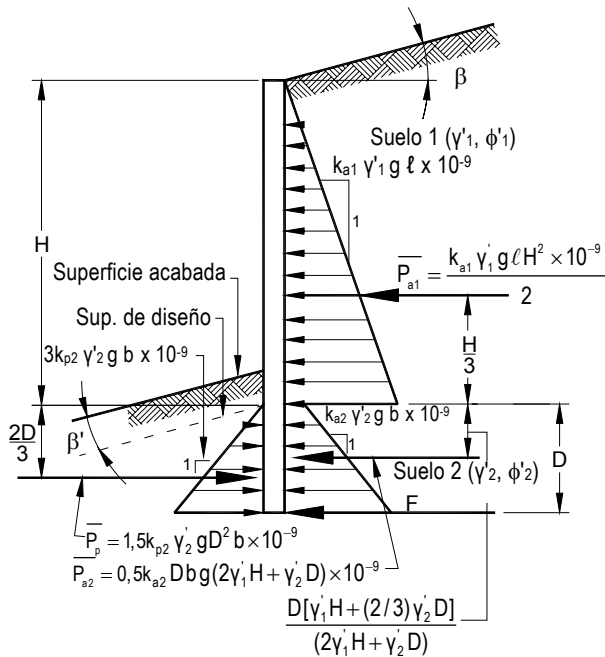
Si se usan elementos verticales discretos como apoyo, el ancho b de cada elemento vertical se asumirá igual al ancho de ala o diámetro del elemento para secciones hincadas, y al diámetro del pozo hormigonado para secciones empotradas en hormigón.

Los muros tipo pantalla que temporariamente soportan o son soportados por suelos cohesivos están sujetos a deformación lateral excesiva si la resistencia al corte del suelo en condición no drenada es baja en relación con las tensiones de corte. Por lo tanto, el uso de estos muros se debería limitar a suelos de resistencia adecuada según lo representado por su número de estabilidad N_s (ver Artículo 3.11.5.7.2).

Los movimientos del suelo en frente de un muro se vuelven significativos para valores de N_s de alrededor de 3 a 4, y si N_s es mayor que alrededor de 5 ó 6 puede ocurrir una falla en la base (Terzaghi y Peck, 1967).

En las Figuras 1, 2, 3, 4 y 5 el ancho b de los elementos verticales discretos efectivos para movilizar la resistencia pasiva del suelo se basa en un método de análisis desarrollado por Broms (1964a y 1964b) para pilotes verticales simples empotrados en suelo cohesivo o no cohesivo, y asume un elemento vertical. El ancho efectivo para la resistencia pasiva de tres veces el ancho del elemento, $3b$, se debe a que el suelo se arquea y al corte lateral sobre las cuñas de roca resistentes. El ancho máximo de $3b$ se puede usar cuando el material en el cual está empotrado el elemento vertical no contiene discontinuidades que pudieran afectar la geometría de falla. Este ancho se debería reducir si hay

ESPECIFICACIONES



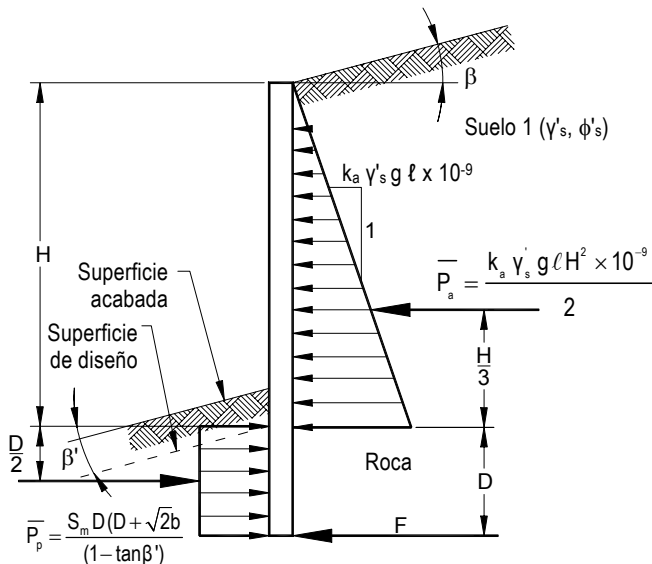
b = ancho real del elemento vertical discreto empotrado debajo de la superficie de diseño en el plano del muro (mm)

Figura 3.11.5.6-1 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo granular

COMENTARIO

planos o zonas de debilidad que impedirían la movilización de resistencia en todo este ancho, o si las zonas de resistencia pasiva de elementos adyacentes se superponen. Si el elemento está empotrado en una arcilla blanda cuyo número de estabilidad es inferior a 3, el suelo no se arqueará y para la resistencia pasiva se deberá usar el ancho real del muro como ancho efectivo. Si un elemento vertical está empotrado en roca, como en la Figura 2, se asume que la resistencia pasiva de la roca se desarrolla a través de la falla por corte de una cuña de roca de igual ancho que el elemento vertical, b, y definida por un plano que se extiende hacia arriba a partir de la base del elemento formando un ángulo de 45 grados. Para la zona activa detrás del muro debajo de la superficie del terreno frente al muro, se asume que el empuje activo actúa en el ancho de un elemento vertical, b, en todos los casos.

Generalmente la superficie de diseño se toma debajo de la superficie acabada para tomar en cuenta las excavaciones durante o después de la construcción del muro u otras perturbaciones que pudiera sufrir el suelo durante la vida de servicio del muro.



b = ancho real del elemento vertical discreto empotrado debajo de la superficie de diseño en el plano del muro (mm)

Figura 3.11.5.6-2 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en roca

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

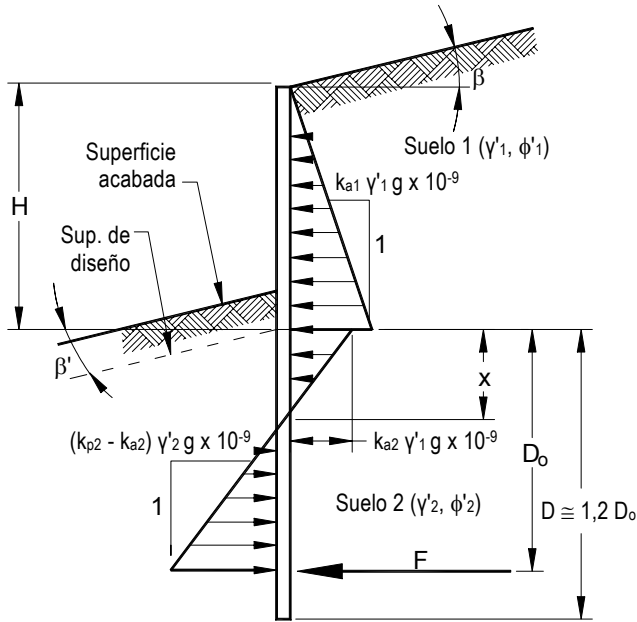


Figura 3.11.5.6-3 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo granular, modificadas según Teng (1962)

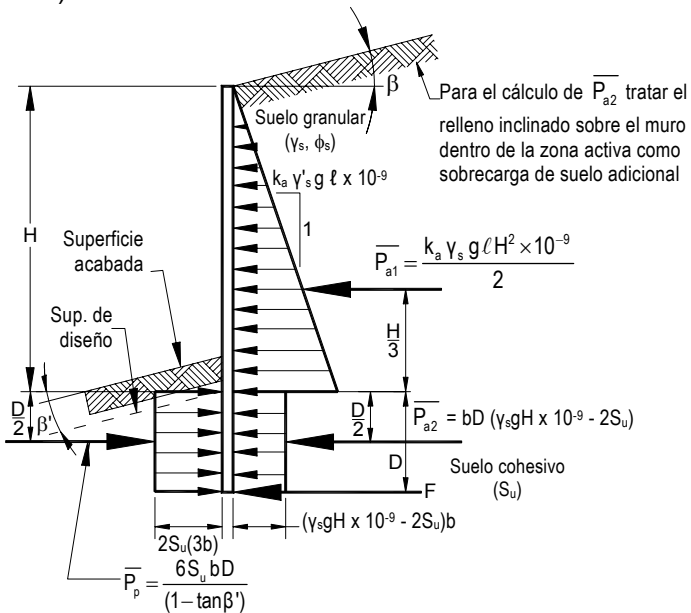


Figura 3.11.5.6-4 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo granular

Para determinar \overline{P}_{a2} en la Figura 4, la magnitud de la sobrecarga de suelo de superficie inclinada sobre el muro se debería basar en la cuña de suelo sobre el muro dentro de la cuña activa.

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

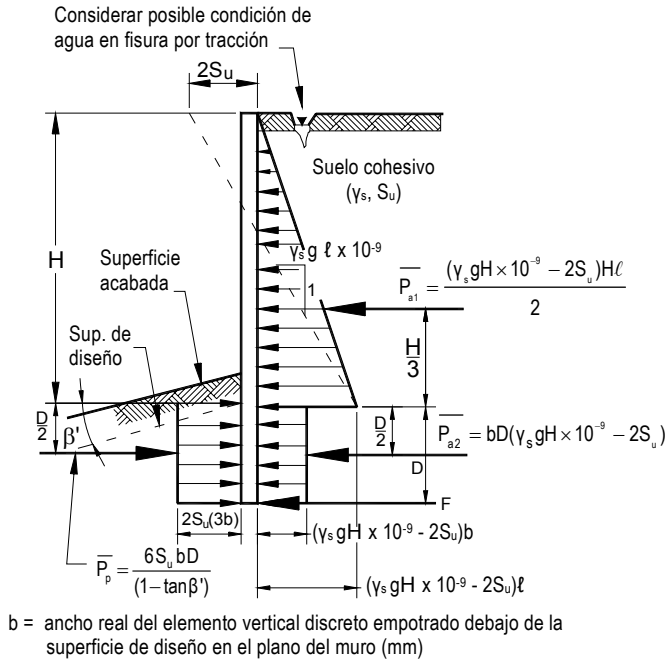
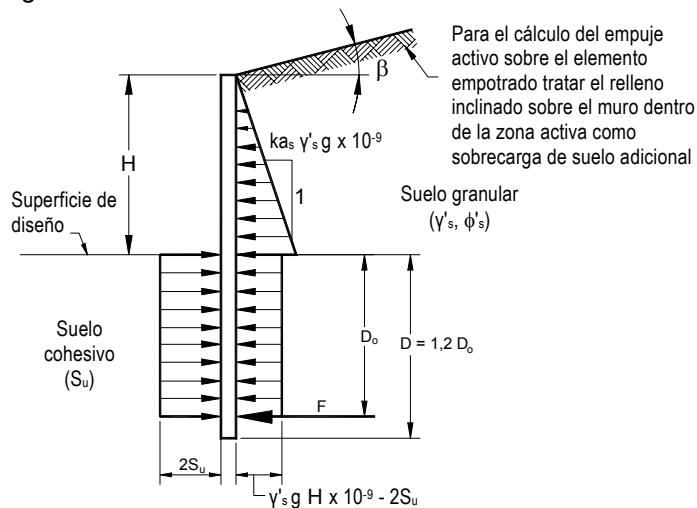


Figura 3.11.5.6-5 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo cohesivo

En la Figura 3.11.5.6-5 se ignora una parte de la carga negativa en la parte superior del muro debida a la cohesión y se debería considerar la presión hidrostática en una fisura por tracción, aunque esto no se ilustra en la figura.



NOTA: Para muros empotrados en suelo granular ver la Figura 3.11.5.6-3 y usar la Figura 3.11.5.6-5 para suelo cohesivo retenido si corresponde.

Figura 3.11.5.6-6 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

ESPECIFICACIONES

pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo granular, modificadas según Teng (1962)

COMENTARIO

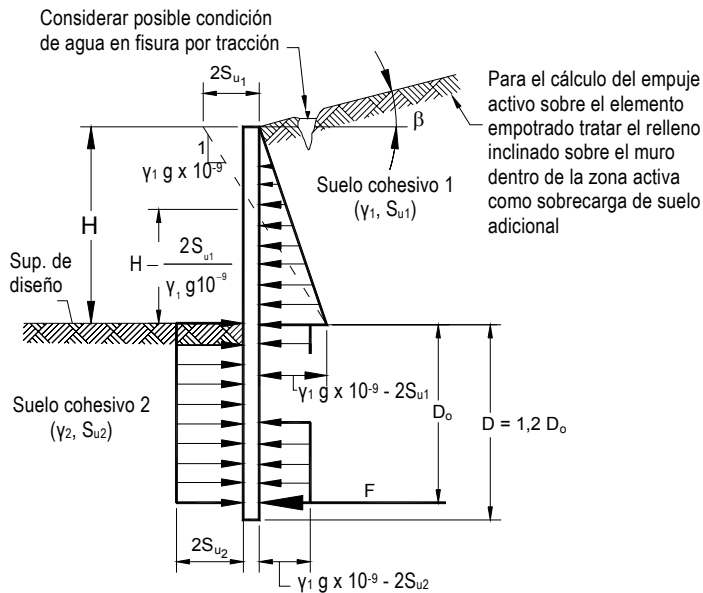


Figura 3.11.5.6-7 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo cohesivo, modificadas según Teng (1962)

3.11.5.7 EMPUJES APARENTES DEL SUELO PARA MUROS ANCLADOS

C3.11.5.7

Para muros anclados construidos de arriba hacia abajo, el empuje del suelo se puede estimar de acuerdo con los Artículos 3.11.5.7.1 ó 3.11.5.7.2.

Al desarrollar el empuje de diseño para un muro anclado se deberán considerar los desplazamientos del muro que podrían afectar las estructuras adyacentes y/o las instalaciones de servicios públicos.

Al desarrollar los empujes laterales del suelo se deberán considerar el método y la secuencia constructiva, la rigidez del sistema de muro/tirantes, las características físicas y la estabilidad de la masa de suelo a sostener, las deformaciones admisibles del muro, la separación y pretensado de los tirantes y el potencial de fluencia del tirante.

Existen varios diagramas de distribución de empuje aparente habitualmente usados para diseñar muros anclados, Sabatini et al. (1999), Cheney (1988) y U.S. Department of the Navy (1982a). Algunos de los diagramas de empuje aparente, tales como los descritos en los Artículos 3.11.5.7.1 y 3.11.5.7.2, se basan en resultados de mediciones realizadas en muros anclados, Sabatini et al (1999). Otros en cambio se basan en resultados de mediciones realizadas en excavaciones apuntaladas, Terzaghi y Peck (1967), resultados de estudios analíticos y modelos a escala, Clough y Tsui (1974), Hanna y Matallana (1970), y observaciones de muros anclados ya instalados, Nicholson et al. (1981), Schnabel (1982). Aunque los resultados de todos estos trabajos proporcionan resultados algo diferentes y ocasionalmente contradictorios, todos tienden a

ESPECIFICACIONES

3.11.5.7.1 Suelos no cohesivos

El empuje del suelo sobre muros anclados temporarios o permanentes construidos en suelos no cohesivos se puede determinar usando la Figura 1, para la cual la máxima ordenada, p_a , del diagrama de empuje se calcula de la siguiente manera:

Para muros con tirantes en un solo nivel:

$$p_a = k_a \gamma'_s g H \times 10^{-9} \quad (3.11.5.7.1-1)$$

Para muros con tirantes en múltiples niveles:

$$p_a = \frac{k_a \gamma'_s g H^2 \times 10^{-9}}{1,5H - 0,5H_1 - 0,5H_{n+1}} \quad (3.11.5.7.1-2)$$

donde:

p_a = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)

k_a = coeficiente de empuje activo del suelo
 = $\tan^2(45^\circ - \phi_i/2)$ (adimensional) para $\beta = 0$
 usar Ecuación 3.11.5.3-1 para $\beta \neq 0$

γ'_s = densidad efectiva del suelo (kg/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

H_1 = distancia entre la superficie del terreno y el tirante ubicado a mayor altura (mm)

H_{n+1} = distancia entre la base de la excavación y el tirante ubicado a menor altura (mm)

T_{hi} = carga horizontal en el tirante i (N/mm)

R = reacción a ser resistida por la subrasante (es decir, debajo de la base de la excavación (N/mm))

COMENTARIO

confirmar que los empujes laterales cerca de la parte superior del muro son mayores que los pronosticados por las teorías clásicas de la mecánica de suelos. Esto se debe a la restricción provista por el nivel superior de tirantes, y a una distribución en altura en general uniforme.

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

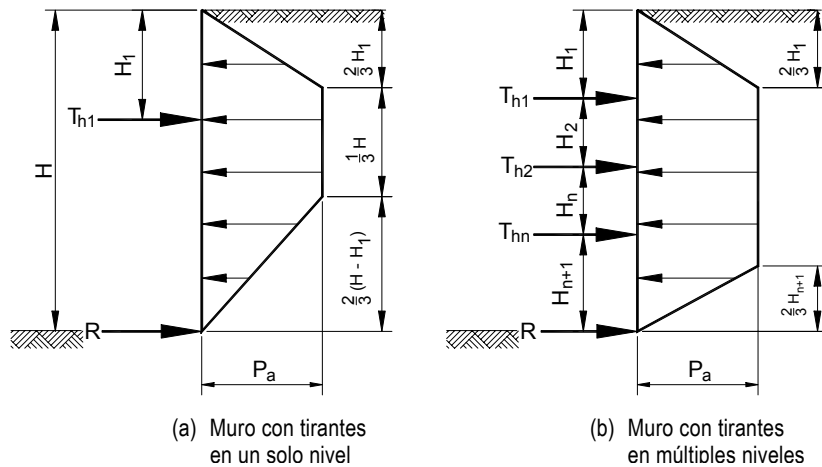


Figura 3.11.5.7.1-1 – Distribuciones del empuje aparente para muros anclados construidos de arriba hacia abajo en suelos no cohesivos

3.11.5.7.2 Suelos cohesivos

La distribución del empuje aparente en los suelos cohesivos está relacionada con el número de estabilidad, N_s , que se define como:

$$N_s = \frac{\gamma_s g H \times 10^{-9}}{S_u} \quad (3.11.5.7.2-1)$$

donde:

γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

S_u = resistencia media al corte del suelo no drenado (MPa)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

3.11.5.7.2a Suelos rígidos a duros

Para muros anclados temporarios en suelos cohesivos de rígidos a duros ($N_s \leq 4$), el empuje del suelo se puede determinar usando la Figura 3.11.5.7.1-1, calculando la máxima ordenada del diagrama de empuje como:

$$p_a = 0,2 \times 10^{-9} \gamma_s g H \text{ a } 0,4 \times 10^{-9} \gamma_s g H \quad (3.11.5.7.2a-1)$$

donde:

p_a = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)

γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)

C3.11.5.7.2a

La determinación de los empujes en suelos cohesivos descrita en este artículo y en el Artículo 3.11.5.7.2b se basan en resultados de mediciones realizadas en muros anclados, Sabatini et al. (1999). En ausencia de experiencia específica con un depósito en particular, para la máxima ordenada del diagrama de empuje se debería usar $p_a = 0,3 \times 10^{-9} \gamma_s g H$ si los tirantes se han de bloquear a 75 por ciento de la carga de diseño no mayorada o menos. Si los anclajes se han de bloquear a 100 por ciento de la carga de diseño no mayorada o más se debería usar una ordenada máxima $p_a = 0,4 \times 10^{-9} \gamma_s g H$.

H = profundidad total de excavación (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Para muros anclados permanentes en suelos cohesivos de rígidos a duros se pueden usar las distribuciones de empuje aparente descritas en el Artículo 3.11.5.7.1 basando k_a en el ángulo de fricción del suelo cohesivo drenado. En el caso de muros permanentes se deberá usar la distribución, permanente o temporaria, que provoque la máxima fuerza total.

3.11.5.7.2b Suelos blandos a rigidez media

El empuje del suelo sobre muros temporarios o permanentes en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos ($N_s \geq 6$) se puede determinar usando la Figura 1, para la cual la máxima ordenada, p_a , del diagrama de empuje se calcula de la siguiente manera:

$$p_a = k_a \gamma_s g H \times 10^{-9} \quad (3.11.5.7.2b-1)$$

donde:

p_a = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)

k_a = coeficiente de empuje activo del suelo de la Ecuación 2

γ_s = densidad total del suelo (kg/m³)

H = profundidad total de excavación (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

El coeficiente de empuje activo del suelo, k_a , se puede determinar como:

$$k_a = 1 - \frac{4S_u}{\gamma_s g H \times 10^{-9}} + 2\sqrt{2} \frac{d}{H} \left(\frac{0,048 - 5,14S_{ub}}{\gamma_s g H \times 10^{-9}} \right) \geq 0,22 \quad (3.11.5.7.2b-2)$$

donde:

S_u = resistencia del suelo retenido no drenado (MPa)

S_{ub} = resistencia del suelo no drenado debajo de la base de la excavación (MPa)

γ_s = densidad total del suelo retenido (kg/m³)

H = profundidad total de excavación (mm)

d = altura de la superficie potencial de falla debajo de

En el caso de muros temporarios la distribución del empuje aparente del suelo de la Figura 3.11.5.7.1-1 sólo se debería usar para excavaciones de duración controlada, si el suelo no está fisurado y si no hay agua libre disponible.

Es posible que el diseño de un muro permanente esté controlado por cargas temporarias; se deberían evaluar estas cargas además de las cargas permanentes.

C3.11.5.7.2b

Para suelos con $4 < N_s < 6$ usar el mayor valor de P_a obtenido ya sea de la Ecuación 3.11.5.7.2a-1 o bien de la Ecuación 1.

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

la base de la excavación (mm)

El valor de d se toma como el espesor de suelo cohesivo blando a medianamente rígido debajo de la base de la excavación, hasta un valor máximo de $B_e / \sqrt{2}$, siendo B_e el ancho de la excavación.

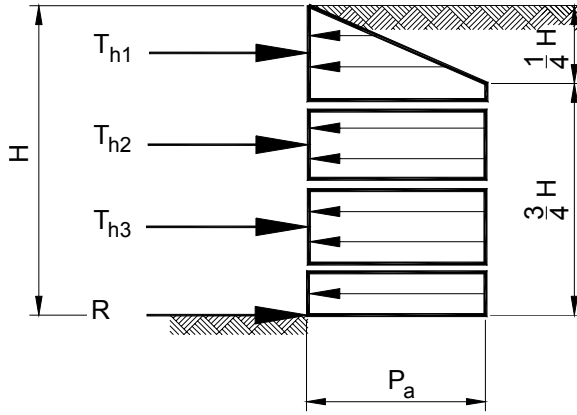


Figura 3.11.5.7.2b-1 – Distribución del empuje aparente del suelo para muros anclados construidos de arriba hacia abajo en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos

3.11.5.8 EMPUJES LATERALES DEL SUELO PARA MUROS DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE

3.11.5.8.1 Requisitos generales

La fuerza resultante por unidad de ancho detrás de un muro de tierra estabilizada mecánicamente, ilustrada en las Figuras 1, 2 y 3, que actúa a una altura igual a $h/3$ sobre la base del muro, se deberá tomar como:

$$P_a = 0,5 K_a \gamma_s g h^2 \times 10^{-9} \quad (3.11.5.8.1-1)$$

donde:

P_a = fuerza resultante por unidad de ancho (N/mm)

γ_s = peso unitario total del suelo (kg/m^3)

h = altura del diagrama de empuje horizontal del suelo tomado como se indica en las Figuras 1, 2 y 3 (mm)

k_a = coeficiente de empuje activo del suelo especificado en el Artículo 3.11.5.3, tomando el ángulo de la superficie del relleno como β , como se especifica en la Figura 2, B, como se especifica en la Figura 3, y $\delta = \beta$ y B en las Figuras 2 y 3, respectivamente.

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

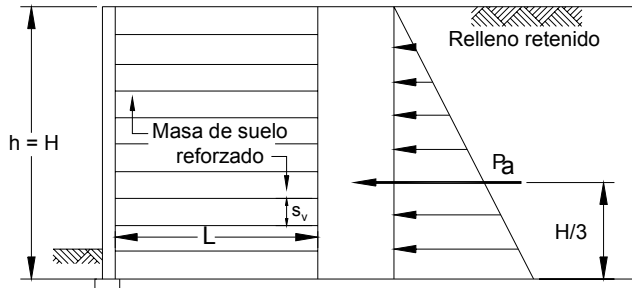


Figura 3.11.5.8.1-1 – Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente con relleno de superficie horizontal

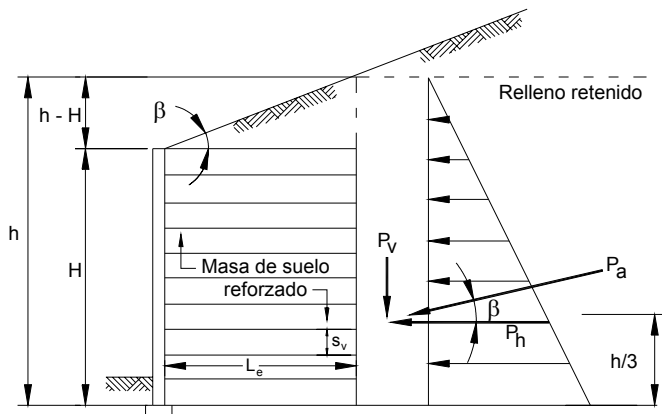


Figura 3.11.5.8.1-2 – Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente con relleno de superficie inclinada

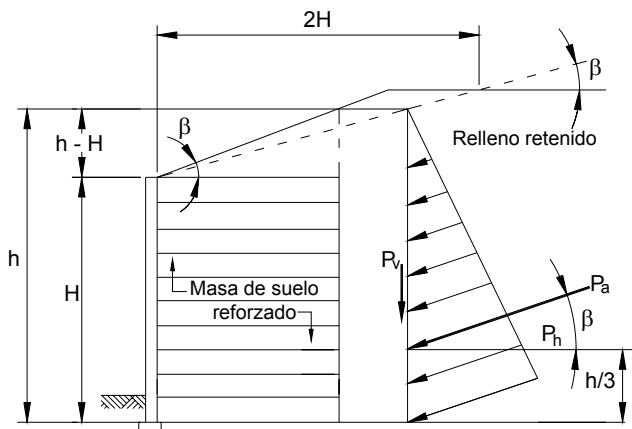


Figura 3.11.5.8.1-3 – Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente con relleno de superficie quebrada

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

3.11.5.8.2 Estabilidad interna

El factor de carga γ_p a aplicar a la máxima carga soportada por los refuerzos, T_{max} , para el cálculo de resistencia de los refuerzos, resistencia de las conexiones y arrancamiento (ver Artículo 11.10.6.2) deberá ser EV, para empuje vertical del suelo.

C3.11.5.8.2

Las cargas soportadas por los refuerzos colocados en los muros de tierra estabilizada mecánicamente son el resultado de empujes verticales y laterales del suelo que existen dentro de la masa de suelo reforzado, la extensibilidad de los refuerzos y la rigidez y resistencia del relleno de suelo dentro de la masa de suelo reforzado. El método para calcular T_{max} se obtuvo empíricamente, en base a mediciones de la deformación de los refuerzos, convertidas a carga en base al módulo de los refuerzos, en ensayos de muros a escala real bajo condiciones de tensión de servicio. Por otra parte, el factor de carga EV se determinó considerando el empuje vertical ejercido por una masa de suelo sin refuerzos, y se calibró para tomar en cuenta las incertidumbres inherentes al diseño por tensiones admisibles para la estabilidad externa de muros. EV no se puede aplicar directamente a las cargas internas de los refuerzos de los muros estabilizados mecánicamente, ya que la calibración de EV no se realizó considerando la estabilidad interna de un sistema reforzado.

En este caso el uso de EV como factor de carga se debería considerar una medida interina, vigente hasta que haya más investigaciones disponibles para cuantificar los errores sistemáticos y la incertidumbre de la predicción de las cargas.

Para los muros de tierra estabilizada mecánicamente se asume que η es igual a 1.

3.11.5.9 EMPUJES LATERALES DEL SUELO PARA MUROS MODULARES PREFABRICADOS

La magnitud y ubicación de las cargas resultantes y fuerzas resistentes para muros modulares prefabricados se pueden determinar usando las distribuciones del empuje del suelo presentadas en las Figuras 1 y 2. Si los paramentos de los módulos prefabricados forman una superficie escalonada irregular, el empuje del suelo se deberá calcular sobre una superficie plana trazada desde la esquina trasera superior del módulo de más arriba hasta el talón trasero inferior del módulo ubicado más abajo usando la teoría de Coulomb.

C3.11.5.9

Los muros modulares prefabricados son muros de gravedad que se construyen con elementos prefabricados de hormigón que se rellenan con suelo. Difieren de las estructuras de tierra estabilizada mecánicamente construidas con bloques o módulos en que los muros modulares prefabricados no contienen elementos para reforzar el suelo.

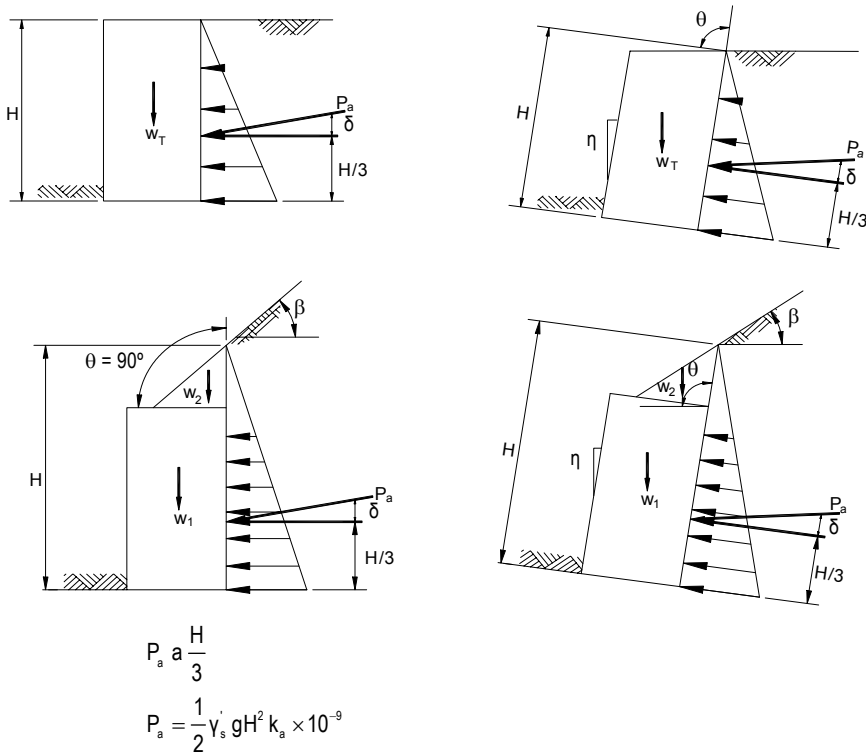


Figura 3.11.5.9-1 – Distribuciones del empuje del suelo para muros modulares prefabricados con paramentos continuos

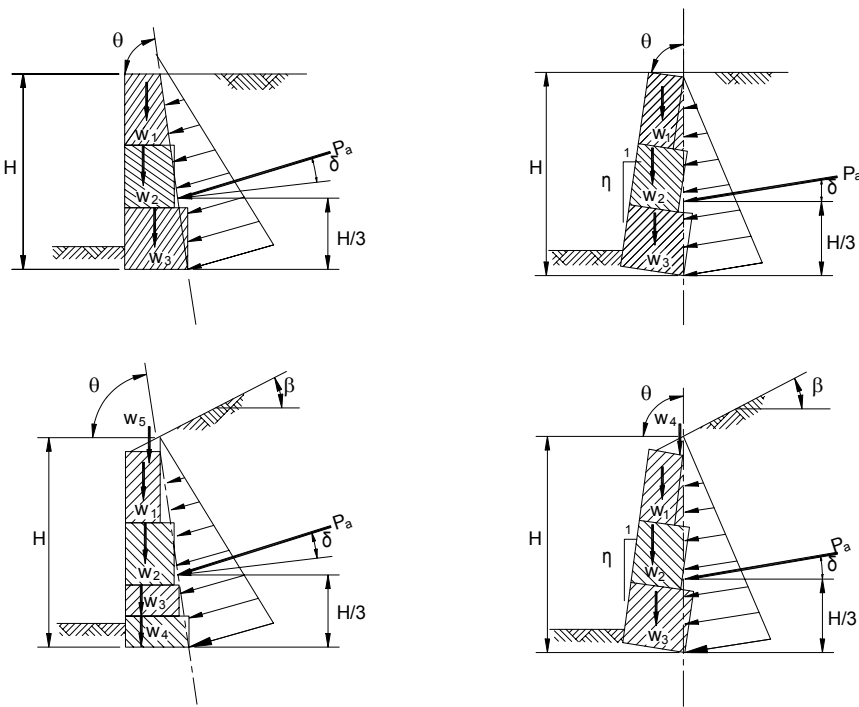


Figura 3.11.5.9-2 – Distribuciones del empuje del suelo para muros modulares prefabricados con paramentos irregulares

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

El valor de k_a usado para calcular el empuje lateral provocado por el relleno retenido y otras cargas detrás del muro se deberá calcular en base al ángulo de fricción del relleno detrás de los módulos. En ausencia de datos más específicos, si detrás de los módulos prefabricados se utiliza relleno granular en una zona de al menos 1V:1H a partir del talón del muro, para ϕ_f se puede usar un valor de 34° . Caso contrario, al no contar con datos específicos, se deberá usar un ángulo de fricción máximo de 30° .

El ángulo de fricción del muro, δ , es función de la dirección y la magnitud de los movimientos posibles, y de las propiedades del relleno. Si la estructura se asienta más que el relleno el ángulo de fricción del muro es negativo.

Para calcular k_a se deberían usar como máximo los ángulos de fricción de muros dados en la Tabla C1, a menos que se demuestre la existencia de coeficientes más precisos:

Tabla C3.11.5.9-1 – Máximos ángulos de fricción de muros, δ

Caso	Ángulo de fricción del muro (δ)
Los módulos se asientan más que el relleno	0
Superficie de contacto continua de hormigón prefabricado (módulos de ancho uniforme)	$0,50\phi_f$
Superficie de contacto media (módulos escalonados)	$0,75\phi_f$

3.11.6 Sobrecargas: ES y LS

3.11.6.1 SOBRECARGA UNIFORME (ES)

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta_p = k_s q_s \quad (3.11.6.1-1)$$

donde:

Δ_p = empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme (MPa)

k_s = coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga

q_s = sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de la cuña de suelo activa

Para condiciones de empuje activo k_s se deberá tomar como k_a , y para estado "en reposo" k_s se deberá tomar como k_o . Alternativamente, se pueden usar valores intermedios adecuados para el tipo de relleno y cantidad de movimiento del muro.

3.11.6.2 CARGAS PUNTUALES, LINEALES Y DE FAJA (ES) – MUROS RESTRINGIDOS CONTRA EL MOVIMIENTO

El empuje horizontal, Δ_{ph} , sobre un muro provocado por una faja uniformemente cargada paralela al muro se

C3.11.6.1

Si la sobrecarga uniforme se debe a una carga de suelo sobre la superficie superior, el factor de carga tanto para la componente horizontal como para la componente vertical se deberá tomar como se especifica en la Tabla 3.4.1-2 para sobrecarga de suelo.

La Tabla C3.11.1-1 indica el movimiento del muro necesario para movilizar los empujes extremos activo y pasivo para diferentes tipos de relleno.

C3.11.6.2

Las Ecuaciones 2, 3, 4 y 5 se basan en la hipótesis de que el muro no se mueve, es decir muros con un elevado grado de rigidez estructural o restringidos en su

puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{2p}{\pi} (\delta - \sin\delta \cos(\delta + 2\alpha)) \quad (3.11.6.2-1)$$

donde:

p = intensidad de la carga uniforme actuando en una faja paralela al muro (MPa)

α = ángulo especificado en la Figura 1 (radianes)

δ = ángulo especificado en la Figura 1 (radianes)

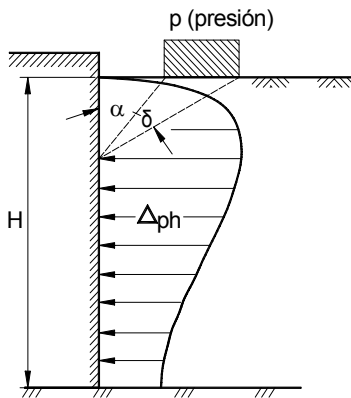


Figura 3.11.6.2-1 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una faja uniformemente cargada

El empuje horizontal, Δ_{ph} en MPa, sobre un muro provocado por una carga puntual se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{P}{\pi R^2} \left[\frac{3ZX^2}{R^3} - \frac{R(1-2\nu)}{R+Z} \right] \quad (3.11.6.2-2)$$

donde:

P = carga puntual (N)

R = distancia radial desde el punto de aplicación de la carga hasta un punto en el muro según lo especificado en la Figura 2, donde $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{0.5}$ (mm)

X = distancia horizontal entre el paramento posterior del muro y el punto de aplicación de la carga (mm)

Y = distancia horizontal desde un punto del muro considerado hasta un plano perpendicular al muro que pasa por el punto de aplicación de la carga, medida sobre el muro (mm)

Z = distancia vertical desde el punto de aplicación de la carga hasta la elevación de un punto sobre el muro considerado (mm)

parte superior e incapaces de deslizarse en respuesta a las cargas aplicadas. Para los muros flexibles esta hipótesis puede ser muy conservadora. Los Artículos C3.11.1 y A11.1.1.3 contienen lineamientos adicionales sobre la capacidad de movimiento de los muros.

El punto en el muro no tiene que estar en un plano perpendicular al muro que pasa por el punto de aplicación de la carga.

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

ν = coeficiente de Poisson (adimensional)

Para los suelos el coeficiente de Poisson varía entre aproximadamente 0,25 y 0,49. Los valores más bajos en general corresponden a suelos granulares o suelos cohesivos rígidos, mientras que los más elevados en general corresponden a suelos cohesivos blandos.

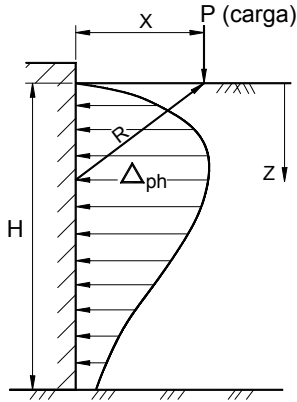


Figura 3.11.6.2-2 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga puntual

El empuje horizontal sobre un muro, Δ_{ph} en MPa, que provoca una carga lineal infinitamente larga paralela al muro se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{4Q X^2 Z}{\pi R^4} \quad (3.11.6.2-3)$$

donde:

Q = intensidad de la carga en N/mm

y el resto de la simbología corresponde a lo definido anteriormente e ilustrado en la Figura 3.

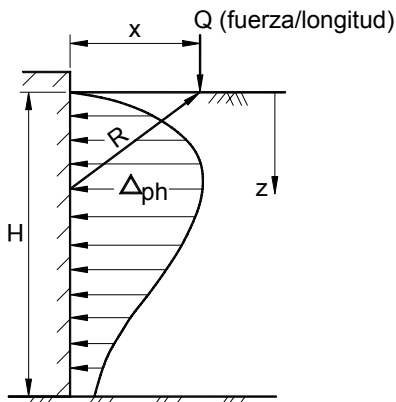


Figura 3.11.6.2-3 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga lineal infinitamente larga paralela al muro

El empuje horizontal sobre un muro, Δ_{ph} en MPa, que provoca una carga lineal de longitud finita perpendicular a un muro se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{Q}{\pi Z} \left(\frac{1}{A^3} - \frac{1-2\nu}{A + \frac{Z}{X_2}} - \frac{1}{B^3} + \frac{1-2\nu}{B + \frac{Z}{X_1}} \right) \quad (3.11.6.2-4)$$

donde:

$$A = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_2} \right)^2} \quad (3.11.6.2-5)$$

$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_1} \right)^2} \quad (3.11.6.2-6)$$

donde:

X_1 = distancia desde el paramento posterior del muro hasta el inicio de la carga lineal como se especifica en la Figura 4 (mm)

X_1 = longitud de la carga lineal (mm)

Z = profundidad desde la superficie del terreno hasta un punto sobre el muro considerado (mm)

ν = coeficiente de Poisson (adimensional)

Q = intensidad de la carga (N/mm)

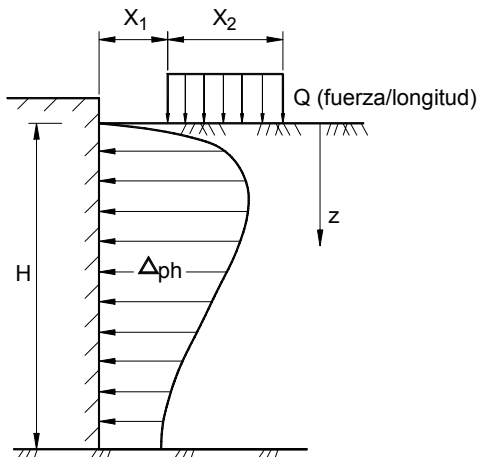


Figura 3.11.6.2-4 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga lineal finita perpendicular al muro

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

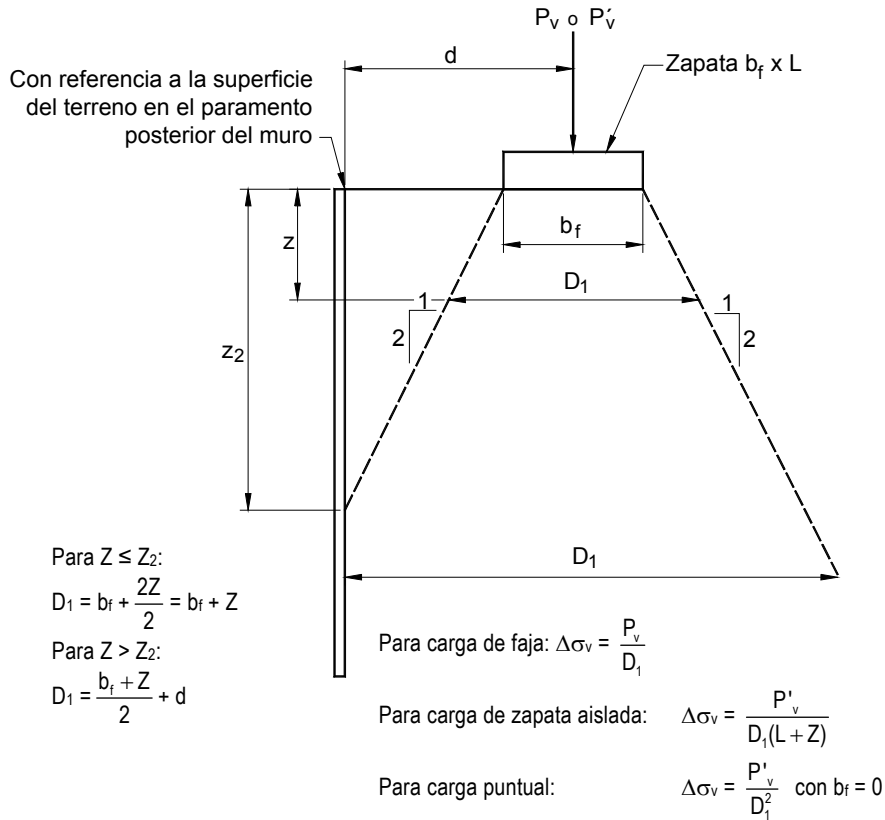
3.11.6.3 CARGAS DE FAJA (ES) – MUROS FLEXIBLES

C3.11.6.3

Las cargas permanentes concentradas se deberán incorporar al diseño para estabilidad interna y externa usando una distribución vertical simplificada, uniforme, 2:1, para determinar la componente vertical del empuje en función de la profundidad dentro de la masa de suelo, como se ilustra en la Figura 1. La Figura 2 ilustra la distribución de las cargas concentradas horizontales permanentes dentro de la masa de suelo reforzado y detrás de dicha masa. Las cargas concentradas horizontales que actúan en la parte superior del muro también se deberán distribuir dentro de la masa de suelo reforzado como se indica en la Figura 2.

Si hay cargas concentradas permanentes detrás de la masa de suelo reforzado, éstas se deberán distribuir del mismo modo que se distribuirían dentro de la masa de suelo reforzado. La tensión vertical distribuida detrás de la zona reforzada de este modo se deberá multiplicar por k_a para determinar el efecto de esta sobrecarga sobre la estabilidad externa. La tensión horizontal concentrada que se distribuye detrás del muro se puede tomar en cuenta directamente.

Las Figuras 1 y 2 se basan en la hipótesis de que el muro se puede mover lateralmente de manera relativamente libre (por ejemplo, muros de tierra estabilizada mecánicamente).



Donde: D_1 = ancho efectivo de la carga aplicada a cualquier profundidad, calculada como se indica en la figura

b_f = ancho de la carga aplicada. Para zapatas con carga excéntrica (por ejemplo, fundaciones de estribos de puentes) fijar b_f igual al ancho de zapata equivalente B' reduciéndolo en $2e'$, siendo e' la excentricidad de la carga en la zapata (es decir, $b_f - 2e'$)

L = longitud de la zapata

P_v = carga por mm lineal de zapata corrida

P'_v = carga sobre zapata aislada rectangular o carga puntual

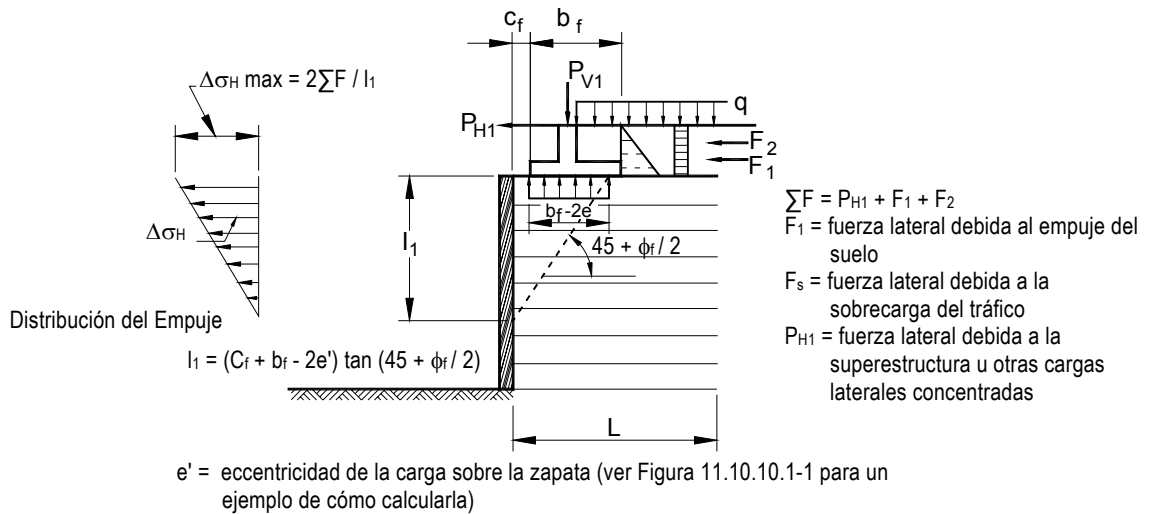
Z_2 = profundidad donde el ancho efectivo interseca el paramento posterior del muro
 $= 2d - b_f$

d = distancia entre el baricentro de la carga vertical concentrada y el paramento posterior del muro

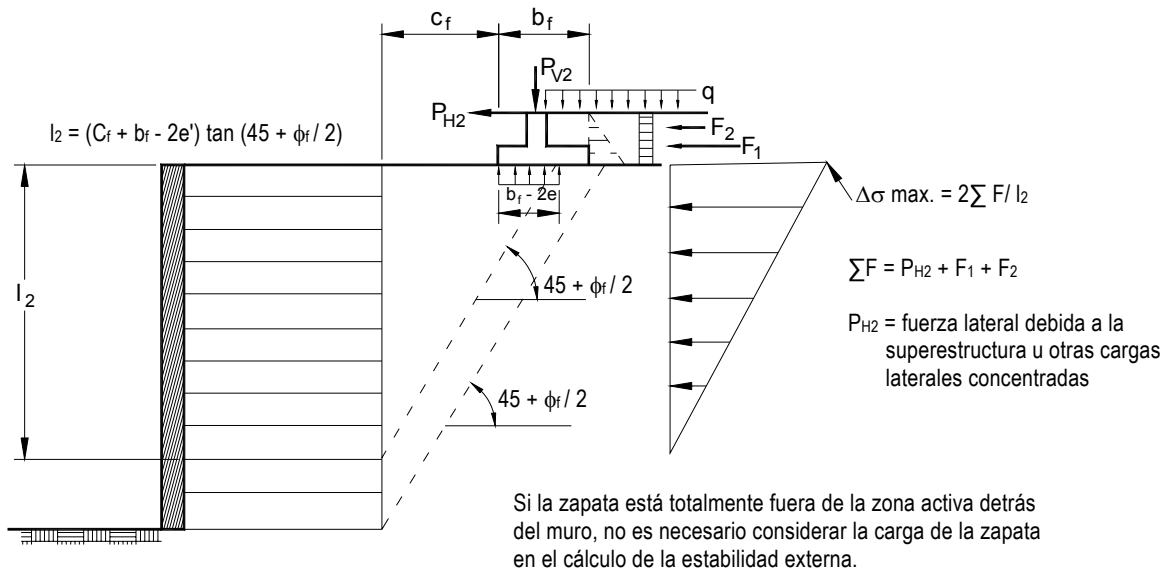
Si la sobrecarga está ubicada detrás de la masa de suelo reforzado suponer que la mayor tensión vertical debida a la sobrecarga no afecta las tensiones usadas para evaluar la estabilidad interna. Para la estabilidad externa asumir que la sobrecarga no tiene ninguna influencia si está ubicada fuera de la zona activa detrás del muro.

Figura 3.11.6.3-1 – Distribución de la presión debida a la carga concentrada vertical P_v para el cálculo de estabilidad interna y externa

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga



a. Distribución del empuje para el cálculo de la estabilidad interna



b. Distribución del empuje para el cálculo de la estabilidad externa

Figura 3.11.6.3-2 – Distribución del empuje provocado por cargas concentradas horizontales

ESPECIFICACIONES

3.11.6.4 SOBRECARGA VIVA (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad deberá ser consistente con los requisitos del Artículo 3.6.1.2. Si la sobrecarga no es para una carretera el Propietario deberá especificar y/o a probar sobrecargas vivas adecuadas.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

COMENTARIO

C3.11.6.4

Los valores de h_{eq} tabulados se determinaron evaluando la fuerza horizontal tabulada contra un estribo o muro provocada por la distribución de empuje producido por la sobrecarga vehicular del Artículo 3.6.1.2. Las distribuciones de empuje se desarrollaron a partir de soluciones elásticas en base a las siguientes hipótesis:

- Las cargas vehiculares se distribuyen a través de

ESPECIFICACIONES

$$\Delta_p = k \gamma_s g h_{eq} \times 10^{-9} \quad (3.11.6.4-1)$$

donde:

Δ_p = empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)

γ_s = densidad total del suelo (kg/m³)

k = coeficiente de empuje lateral del suelo

h_{eq} = altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Las alturas de suelo equivalente, h_{eq} , para cargas carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las Tablas 1 y 2. Para alturas de muro intermedias se deberá interpolar linealmente.

La altura del muro se deberá tomar como la distancia entre la superficie del relleno y el fondo de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

Tabla 3.11.6.4-1 – Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Tabla 3.11.6.4-2 – Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tráfico

Altura del muro (mm)	h_{eq} (mm)	
	Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

COMENTARIO

un sistema de dos capas compuesto por el pavimento y el suelo de la subrasante.

- Los coeficientes de Poisson para los materiales del pavimento y la subrasante son 0,2 y 0,4 respectivamente.
- Las cargas de las ruedas se modelaron como un número finito de cargas puntuales distribuidas en la totalidad del área de contacto de los neumáticos a fin de producir una tensión de contacto equivalente.
- El proceso para igualar los momentos del muro resultantes de la solución elástica con el método de la sobrecarga equivalente usó un incremento de altura del muro de 76 mm.

Para muros que no se deforman ni mueven el valor del coeficiente de empuje lateral "k" se toma como k_o , especificado en el Artículo 3.11.5.2; para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar las condiciones activas mínimas se toma como k_a , especificado en los Artículos 3.11.5.6 y 3.11.5.7.

Los análisis usados para desarrollar las Tablas 1 y 2 se presentan en Kim y Barker (1998).

Los valores de h_{eq} dados en las Tablas 1 y 2 son generalmente mayores que la carga de suelo de 610 mm tradicionalmente usada en las especificaciones AASHTO, pero menores que los valores indicados en ediciones anteriores de esta especificación (es decir, antes de 1998). El valor tradicional corresponde a un único camión de 90.000 N anteriormente conocido como camión H10, Peck et al. (1974). Esto explica parcialmente el aumento de h_{eq} en ediciones anteriores de esta especificación. Análisis posteriores, por ejemplo Kim y Barker (1998), demuestran la importancia de la dirección del tráfico, es decir, paralela para un muro y perpendicular para un estribo, sobre la magnitud de h_{eq} . La magnitud de h_{eq} es mayor para un estribo que para un muro debido a la proximidad y menor separación de las cargas de rueda respecto del paramento posterior de un estribo en comparación con un muro.

El paramento posterior del muro se debería tomar como la superficie de contacto considerada. Ver el Artículo C11.5.5 para información sobre la aplicación de empujes debidos a sobrecargas en muros de sostenimiento.

ESPECIFICACIONES

El factor de carga tanto para la componente vertical como para la componente horizontal de la sobrecarga viva se deberá tomar como se especifica en la Tabla 3.4.1-1 para sobrecarga viva.

3.11.6.5 REDUCCIÓN DE LA SOBRECARGA

Si la carga vehicular se transmite a través de una losa estructural que a su vez es soportada por medios diferentes al suelo, se puede permitir una correspondiente reducción de las sobrecargas.

3.11.7 Reducción debida al empuje del suelo

Para alcantarillas y puentes y sus componentes donde el empuje del suelo puede reducir las solicitaciones provocadas por otras cargas y fuerzas, esta reducción se deberá limitar al empuje que se anticipa estará presente de manera permanente. En ausencia de información más precisa se podrá usar una reducción del 50 por ciento, pero no es necesario combinar con el factor de carga mínimo especificado en la Tabla 3.4.1-2.

3.11.8 Fricción negativa

Las solicitaciones debidas a la fricción negativa en pilas o pilotes perforados provocadas por el asentamiento del suelo adyacente a la pila o pilote se deberán determinar de acuerdo con los requisitos de la Sección 10.

3.12 SOLICITACIONES PROVOCADAS POR DEFORMACIONES SUPERPUESTAS: TU, TG, SH, CR, SE

3.12.1 Requisitos generales

Se deberán considerar las solicitaciones internas que la fluencia lenta y contracción provocan en los componentes. Si corresponde, se debería incluir el efecto del gradiente de temperatura. Las solicitaciones debidas a la deformación de los componentes resistentes, el desplazamiento de los puntos de aplicación de las cargas y los movimientos de los apoyos se deberán incluir en el análisis.

3.12.2 Temperatura uniforme

3.12.2.1 RANGOS DE TEMPERATURA

COMENTARIO

C3.11.6.5

Este artículo se aplica fundamentalmente al caso de losas soportadas en uno de sus bordes por el paramento posterior de un estribo, transmitiendo carga directamente al mismo.

C3.11.7

La intención de este requisito es refinar el enfoque tradicional en el cual el empuje del suelo se reduce en un 50 por ciento para obtener el máximo momento positivo en la losa superior de alcantarillas y marcos. Permite estimar con mayor precisión las solicitaciones cuando hay empujes de suelo.

C3.11.8

Los métodos usados para estimar las cargas debidas a fricción negativa son los mismos usados para estimar la fricción superficial, como se describe en la Sección 10. La diferencia entre ambos es que la fricción negativa actúa de forma descendente sobre los lados de pilas o pilotes y carga la fundación, mientras que la fricción superficial actúa de forma ascendente sobre los lados de las pilas o pilotes y, por lo tanto, soporta la fundación. Por lo tanto la fricción negativa es una carga, mientras que la fricción superficial es una resistencia.

C3.12.2.1

ESPECIFICACIONES

En ausencia de información más precisa, los rangos de temperatura serán los especificados en la Tabla 1. Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá usar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta en el diseño.

Tabla 3.12.2.1-1 – Rangos de temperatura

CLIMA	ACERO O ALUMINIO	HORMIGÓN	MADERA
Moderado	-18°C a 50°C	-12°C a 27°C	-12°C a 24°C
Frío	-35°C a 50°C	-18°C a 27°C	-18°C a 24°C

312.2.2 TEMPERATURA DE FRAGUADO

La temperatura de fraguado del puente, o de cualquiera de sus componentes, se deberá tomar como la temperatura real del aire promediada en el período de 24 horas inmediatamente anterior al fraguado.

3.12.2.3 VARIACIÓN ESTACIONAL DE LA TEMPERATURA

Cuando sea necesario, y en ausencia de datos locales, las temperaturas máximas y mínimas del aire para una ubicación dada se pueden tomar como se especifica en las Figuras 1 y 2.

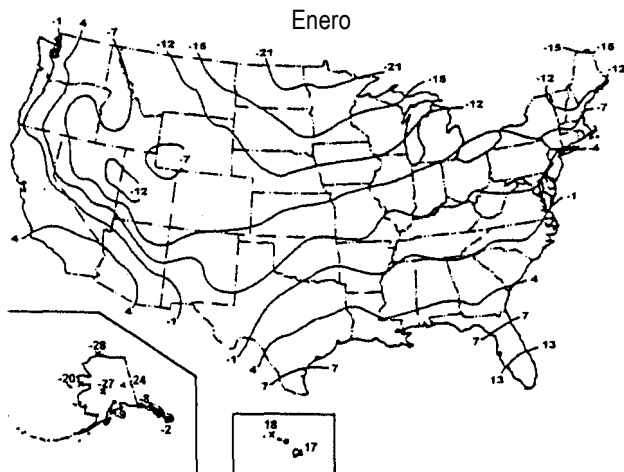


Figura 3.12.2.3-1 – Temperatura diaria mínima normal (°C) para Enero

COMENTARIO

Para estas Especificaciones, se puede determinar si un clima es moderado en base al número de días helados por año. Si el número de días helados es menor que 14 el clima se puede considerar moderado. Días helados son aquellos en los cuales la temperatura media es inferior a 0°C.

C3.12.2.2

La temperatura de fraguado se utiliza para la instalación de rodamientos para expansión y juntas de tablero.

ESPECIFICACIONES

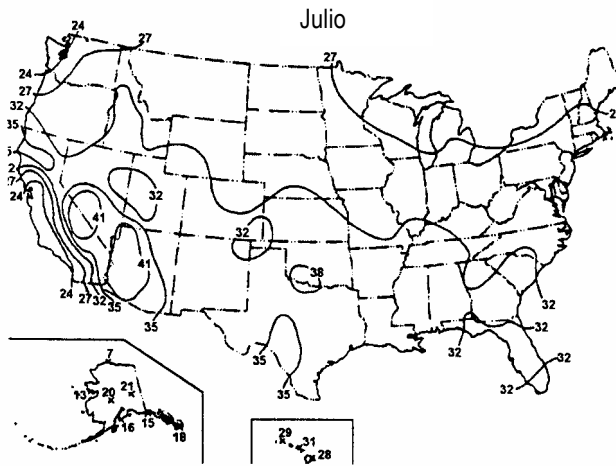


Figura 3.12.2.3-2 – Temperatura diaria máxima normal (°C) para Julio

3.12.3 Gradiente de temperatura

A los fines de este artículo, el país se subdividirá en zonas como se indica en la Figura 1. Para estas zonas se deberán tomar las temperaturas positivas según lo especificado en la Tabla 1 para diferentes condiciones superficiales del tablero. Las temperaturas negativas se deberán obtener multiplicando los valores especificados en la Tabla 1 por -0,30 en el caso de tableros de hormigón simple y por -0,20 en el caso de tableros con sobrecapa asfáltica.

El gradiente de temperatura vertical en superestructuras de hormigón y acero con tableros de hormigón se puede tomar como se indica en la Figura 2.

La dimensión "A" de la Figura 2 se deberá tomar como:

- Para superestructuras de hormigón de 400 mm o más de profundidad - 300 mm
- Para secciones de hormigón de profundidad menor que 400 mm - 100 mm menos que la profundidad real
- Para superestructuras de acero, la distancia "t" se deberá tomar igual a la altura del tablero de hormigón.

El valor de T_3 se deberá tomar como 0°C, a menos que se realice un estudio específico in situ para determinar un valor adecuado. En ningún caso deberá ser mayor que 3°C.

Si se considera el gradiente de temperatura, las tensiones internas y deformaciones de la estructura provocadas tanto por gradientes de temperatura positivos como por gradientes negativos se podrán determinar de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.6.6

COMENTARIO

C3.12.3

El gradiente de temperatura está incluido en varias de las combinaciones de cargas de la Tabla 3.4.1-1. Esto no significa que sea necesario investigar este gradiente para todos los tipos de estructuras. Si la experiencia ha demostrado que despreciando el gradiente de temperatura se obtiene un tipo de estructura que no ha sufrido problemas estructurales, el Propietario puede optar por excluir el gradiente de temperatura. Los puentes multiviga constituyen un ejemplo de un tipo de estructura para el cual se debería tomar en cuenta el criterio profesional y las experiencias pasadas.

En el diseño de los apoyos y subestructuras también se debería calcular y considerar la redistribución de las cargas reactivas, tanto transversal como longitudinalmente.

El gradiente de temperatura indicado en este documento es una modificación del propuesto por Imbsen et al. (1985), que se basaba en el estudio de superestructuras de hormigón. La adición para superestructuras de acero se modeló siguiendo el gradiente de temperatura para este tipo de puentes indicado en las especificaciones australianas (AUSTROADS, 1992).

Los datos de la Tabla 1 no distinguen entre presencia o ausencia de una sobrecapa asfáltica sobre el tablero. A través de diferentes mediciones in situ se han obtenido indicaciones aparentemente diferentes sobre el efecto aislante del asfalto o la contribución del mismo (Spring, 1997). Por lo tanto, en este documento se ha ignorado cualquier potencial propiedad aislante.

Las temperaturas dadas en la Tabla 1 constituyen

ESPECIFICACIONES

Tabla 3.12.3-1 – Bases para los gradientes de temperatura

Zona	T ₁ (°C)	T ₂ (°C)
1	30	7,8
2	25	6,7
3	23	6
4	21	5

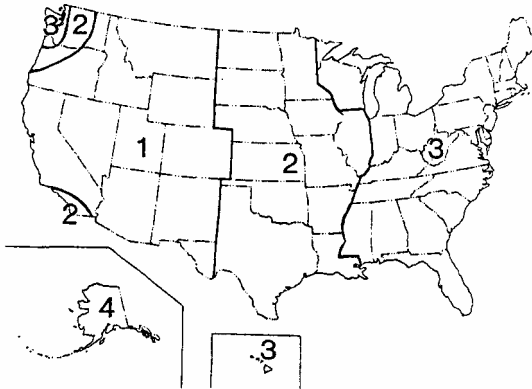


Figura 3.12.3-1 – Zonas de radiación solar para Estados Unidos

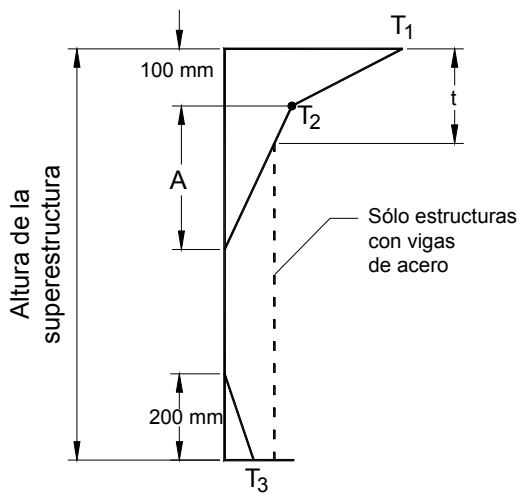


Figura 3.12.3-2 – Gradiente de temperatura vertical positivo en superestructuras de hormigón y acero

3.12.4 Contracción diferencial

Cuando corresponda, se deberán determinar las deformaciones por contracción diferencial entre hormigones de diferentes edades o composiciones, y entre hormigón y acero o madera, de acuerdo con los requisitos de la Sección 5.

COMENTARIO

la base para calcular la variación de la temperatura en función de la profundidad dentro de la sección transversal, no la temperatura absoluta.

C3.12.4

El diseñador puede especificar el cronograma y la secuencia de la construcción a fin de minimizar las tensiones provocadas por la contracción diferencial de los componentes.

ESPECIFICACIONES

3.12.5 Fluencia lenta

Las deformaciones por fluencia lenta del hormigón y la madera deberán ser de acuerdo con los requisitos de las Secciones 5 y 8, respectivamente. Al determinar las solicitaciones y deformaciones provocadas por la fluencia lenta se deberá considerar la dependencia del tiempo y el cambio de las tensiones de compresión.

3.12.6 Asentamiento

Se deberán considerar las solicitaciones provocadas por los valores extremos de los asentamientos diferenciales entre subestructuras y entre unidades de una misma subestructura. El asentamiento se podrá estimar de acuerdo con los requisitos del Artículo 10.7.2.3.

3.13 FUERZAS FRICCIONALES: FR

Las fuerzas debidas a la fricción se deberán establecer en base a los valores extremos del coeficiente de fricción entre las superficies deslizantes. Cuando corresponda, se deberá considerar la influencia de la humedad y la posible degradación o contaminación de las superficies de deslizamiento o rotación sobre el coeficiente de fricción.

3.14 COLISIÓN DE EMBARCACIONES: CV

3.14.1 Requisitos generales

Todos los componentes de un puente que cruza sobre una vía navegable, ubicado en profundidades de agua no menores que 600 mm, se deberán diseñar para el impacto de embarcaciones.

La mínima carga de impacto de diseño para el diseño de la subestructura se deberá determinar usando una barcaza de compuerta sin carga, a la deriva con una velocidad igual a la corriente media anual correspondiente al sitio en consideración. La barcaza de diseño deberá ser una única barcaza de 10.700 x 60.000 mm, con una masa sin carga de 180 Mg, a menos que el Propietario apruebe lo contrario.

Si el puente cruza sobre una vía de gran calado y no es lo suficientemente elevado para imposibilitar el contacto con la embarcación, para la superestructura el impacto mínimo de diseño se puede tomar como la carga de impacto de mástil especificada en el Artículo 3.14.10.3.

En vías navegables donde se anticipa la colisión de embarcaciones:

- Las estructuras se deberán diseñar para resistir las fuerzas de impacto, y/o

COMENTARIO

C3.12.5

Tradicionalmente sólo se consideraba la fluencia lenta del hormigón. La fluencia lenta de la madera sólo se considera porque es aplicable a los tableros de madera pretensada.

C3.12.6

Las solicitaciones provocadas por el asentamiento se pueden reducir considerando la fluencia lenta.

C3.13

Los coeficientes de fricción se pueden obtener de los libros de texto habituales. Si fuera necesario, estos valores se pueden determinar mediante ensayos físicos, particularmente si se anticipa que la rugosidad de las superficies aumentará durante su vida de servicio.

C3.14.1

La navegabilidad de un curso de agua generalmente es decretada por la Guardia Costera de los Estados Unidos.

Los requisitos aquí presentados fueron adaptados a partir del documento AASHTO Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges (1991), usando la alternativa de aceptación de riesgo Método II.

Otra fuente de información fueron las actas de un coloquio internacional, Ship Collisions with Bridges and Offshore Structures (IABSE, 1983).

Los buques se categorizan en toneladas métricas, también conocidas como megagramos. En los Estados Unidos, el tamaño de una barcaza generalmente se expresa en toneladas, unidad del sistema norteamericano (0,907 Mg).

El tonelaje de peso muerto (DWT, según sus siglas en inglés) de una embarcación es la masa de la carga, combustible, agua y provisiones. El tonelaje de peso muerto es sólo una parte de la masa total de la embarcación, pero permite una estimación de carácter general del tamaño del buque.

En todas las vías se especifica un impacto mínimo provocado por una barcaza sin carga a la deriva, y en

ESPECIFICACIONES

- Las estructuras se deberán proteger adecuadamente mediante espolones, dolfinos, bermas, islas u otras obras sacrificables.

Al determinar las cargas de impacto de una embarcación se deberá considerar la relación del puente con:

- La geometría del curso de agua,
- Tamaño, tipo, estado de carga y frecuencia de las embarcaciones que utilizan la vía,
- Calado disponible,
- Velocidad y dirección de desplazamiento de las embarcaciones, y
- Respuesta estructural del puente frente a las colisiones.

3.14.2 Responsabilidad del Propietario

El Propietario deberá establecer y/o aprobar la clasificación según la importancia del puente, la densidad del tráfico de embarcaciones y la velocidad de diseño de las embarcaciones para el puente. El Propietario deberá especificar o aprobar el grado de daño admisible para los componentes del puente, incluyendo los sistemas de protección.

3.14.3 Categorías según la importancia del puente

A los efectos del Artículo 3.14, para todos los puentes ubicados en vías navegables se deberá determinar una categoría según la importancia; esta categoría podrá ser "crítica" o "regular." Los puentes críticos deberán poder continuar funcionando luego de un impacto, la probabilidad de lo cual es menor que en el caso de los puentes regulares.

3.14.4 Embarcación de diseño

Para cada pila o componente de tramo se deberá seleccionar una embarcación de diseño de forma tal que la frecuencia anual de colapso estimada calculada de acuerdo con el Artículo 3.14.5, debido a embarcaciones no menores que la embarcación de diseño, sea menor que el criterio de aceptación para el componente.

COMENTARIO

las vías de gran calado se especifica el impacto del mástil de un buque a la deriva, ya que en Estados Unidos estas colisiones accidentales ocurren muy frecuentemente.

La intención de los requisitos sobre colisión de embarcaciones es minimizar el riesgo de falla catastrófica de puentes que cruzan sobre vías navegables por impactos provocados por embarcaciones desviadas de su curso. Las fuerzas de impacto representan, con una base probabilística, la peor colisión frontal posible, con la embarcación desplazándose hacia adelante a una velocidad relativamente elevada. Los requisitos son aplicables para buques mercantes de casco metálico de más de 1000 toneladas de peso muerto y para barcasas que operan en vías navegables no marítimas.

C3.14.2

Es posible que también se requieran sistemas de protección para puentes sobre canales navegables sólo utilizados por embarcaciones de placer o pequeñas embarcaciones comerciales. En estos casos generalmente se utilizan dolfinos y espolones para proteger las pilas y minimizar los riesgos cuando las embarcaciones que utilizan la vía pasan debajo del puente.

C14.3

Este artículo implica que un puente crítico puede sufrir daños de magnitud aceptable para el Propietario, según lo especificado en el Artículo 3.14.2, pero no debería colapsar y debería permanecer en servicio aún cuando sea necesario efectuar reparaciones.

C3.14.4

Se realiza un análisis de la frecuencia anual de colapso para cada pila o componente de tramo expuesto a colisiones. A partir de este análisis se puede determinar una embarcación de diseño y sus cargas de impacto asociadas para cada pila o componente de tramo. El tamaño de la embarcación de diseño y las cargas de impacto pueden variar ampliamente entre componentes de una misma estructura, dependiendo de la geometría del curso de agua, el calado disponible, la geometría del puente y las características del tráfico de embarcaciones.

ESPECIFICACIONES

Las embarcaciones de diseño se deberán seleccionar en base a la clasificación según la importancia del puente y a las características de la embarcación, el puente y la vía navegable.

3.14.5 Frecuencia anual de colapso

La frecuencia anual de colapso de un componente de un puente se deberá tomar como:

$$AF = (N) (PA) (PG) (PC) \quad (3.14.5-1)$$

donde:

AF = frecuencia anual de colapso de un componente de un puente debido a la colisión de embarcaciones

N = número anual de embarcaciones que utilizan el canal, clasificadas por tipo, tamaño y estado de carga

PA = probabilidad de desviación de una embarcación

PG = probabilidad geométrica de una colisión entre una embarcación desviada y una pila o tramo de un puente

PC = probabilidad de colapso del puente debido a la colisión con una embarcación desviada de su curso

AF se deberá calcular para cada componente del puente y para cada categoría de embarcación. La frecuencia anual de colapso para el puente en su conjunto se deberá tomar como la sumatoria de la frecuencia anual de colapso de todos los componentes.

COMENTARIO

La embarcación de diseño se selecciona utilizando un procedimiento de análisis de base probabilística en el cual la frecuencia anual de colapso del puente, AF, se compara con un criterio de aceptación. El procedimiento de análisis es un proceso iterativo en el cual se selecciona una embarcación de diseño tentativa para un componente del puente y se calcula una AF resultante en base a las características del curso de agua, del puente y de la flota de embarcaciones. Esta AF se compara con el criterio de aceptación, y las variables del análisis se revisan o modifican según sea necesario para satisfacer este criterio. Las principales variables que el diseñador habitualmente puede alterar incluyen:

- Ubicación del puente dentro del curso de agua,
- Ubicación y luces libres de la pila del puente y los componentes de los tramos,
- Resistencia de las pilas y superestructuras, y
- Uso de sistemas de protección ya sea para reducir o bien para eliminar las fuerzas de impacto.

C3.14.5

Investigadores de todo el mundo han desarrollado diferentes modelos de evaluación de riesgo para colisión de embarcaciones contra puentes (IABSE, 1983). Prácticamente la totalidad de estos modelos se basan en una forma similar a la Ecuación 1, que se usa para calcular la frecuencia anual de colapso del puente, AF, asociada con un componente determinado del puente.

La inversa de la frecuencia anual de colapso, $1/AF$, es igual al período de retorno en años. La sumatoria de las frecuencias calculadas para todos los intervalos de clasificación de embarcaciones para un componente en particular es igual a la frecuencia anual de colapso del componente.

ESPECIFICACIONES

Para los puentes críticos la máxima frecuencia anual de colapso, AF, para el puente en su conjunto se deberá tomar como 0,0001.

Para los puentes regulares la máxima frecuencia anual de colapso, AF, para el puente en su conjunto se deberá tomar como 0,001.

Para vías navegables cuyo ancho es menor que 6,0 por la longitud total de la embarcación de diseño (LOA, según sus siglas en inglés), el criterio de aceptación para la frecuencia anual de colapso para cada pila y componente de la superestructura se deberá determinar distribuyendo el criterio de aceptación para el puente en su conjunto, AF, entre el número de pilas y componentes de tramo ubicados dentro de la vía navegable.

Para vías navegables anchas, con anchos mayores que 6,0 por la longitud total de la embarcación de diseño, el criterio de aceptación para la frecuencia de colapso anual para cada pila y componente de tramo se deberá determinar distribuyendo el criterio de aceptación para el puente en su conjunto entre el número de pilas y componentes de la superestructura ubicados dentro de una distancia igual a 3,0 por la longitud total de la embarcación de diseño a cada lado de la línea de centro de los recorridos de entrada y salida de las embarcaciones.

3.14.5.1 DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIA DE LAS EMBARCACIONES

Se deberá desarrollar el número de embarcaciones, N, en base al tamaño, tipo, estado de carga y calado disponible para cada pila y componente a evaluar. Dependiendo de las condiciones del curso de agua, se deberá considerar diferenciar el número y estado de carga de las embarcaciones en tránsito entrante y en tránsito saliente.

COMENTARIO

Riesgo se puede definir como la potencial ocurrencia de consecuencias indeseables a partir de un evento dado. Involucra tanto una probabilidad de ocurrencia de un evento como la magnitud de sus consecuencias. La definición de un nivel de riesgo aceptable es un proceso orientado al valor, y por su propia naturaleza es subjetivo (Rowe, 1977).

En base a datos históricos, la principal zona de riesgo de impacto de embarcaciones es la parte central del puente próxima al canal de navegación. Los límites de esta zona se extienden en una distancia igual a 3,0 por la longitud total de la embarcación de diseño a cada lado de las líneas de centro de los recorridos de entrada y salida de las embarcaciones. Para la mayoría de los puentes estas líneas de centro coinciden con la línea de centro del canal de navegación. Si debajo del puente hay tráfico en dos direcciones, la línea de centro de los recorridos de entrada y salida de las embarcaciones se deben tomar como la línea de centro de cada mitad del canal, respectivamente.

La distribución del criterio de aceptación de AF entre las pilas y componentes expuestos se basa en el criterio del Diseñador. Un método consiste en distribuir el riesgo aceptable equitativamente entre todos los componentes. Generalmente este método no es recomendable, ya que no toma en cuenta la mayor importancia y costo de los componentes principales. El método de preferencia consiste en distribuir el riesgo entre las pilas y componentes en base a su valor porcentual respecto del costo de reemplazo de la estructura.

C3.14.5.1

Para desarrollar la distribución de las embarcaciones de diseño primero el diseñador debería establecer el número de embarcaciones que utilizan la vía navegable o canal bajo el puente y las características de las mismas. Debido a que el calado limita el tamaño de las embarcaciones que podrían impactar contra los componentes de un puente, los datos sobre la frecuencia de las embarcaciones en el canal navegable se puede modificar, según corresponda, en base al calado en cada componente del puente para determinar el número y las características de las embarcaciones que podrían impactar la pila o componente analizado. Por lo tanto, diferentes componentes podrían tener diferentes N.

Las características de las embarcaciones necesarias para el análisis incluyen:

- Tipo de embarcación, es decir, buque o barcaza;

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

- Tamaño en base al tonelaje de peso muerto (DWT) de la embarcación;
- Características de operación del tránsito entrante y saliente;
- Estado de carga, es decir, cargada, parcialmente cargada, con balasto o vacía;
- Longitud total (LOA);
- Ancho o manga, B_M ;
- Calado asociado con cada estado de carga;
- Profundidad de la proa, D_B ;
- Forma de la proa;
- Desplazamiento;
- Luces verticales; y
- Número de pasadas anuales bajo el puente.

Las fuentes donde se pueden obtener datos sobre embarcaciones y características típicas de buques y barcasas se incluyen en el documento AASHTO Guide Specifications for Vessel Collision Design of Highway Bridges (1991).

El Diseñador debería utilizar su criterio profesional para desarrollar una distribución de los datos de frecuencia de las embarcaciones en base a agrupamientos discretos o categorías de embarcaciones según su tamaño y DWT. Se recomienda que los intervalos de DWT usados para desarrollar la distribución de las embarcaciones no sea mayor que 20.000 DWT para embarcaciones de menos de 100.000 toneladas de peso muerto, y no mayor que 50.000 DWT para buques de más de 100.000 toneladas de peso muerto.

3.14.5.2 PROBABILIDAD DE DESVIACIÓN

3.14.5.2.1 Requisitos generales

La probabilidad de desviación de una embarcación, PA, se puede determinar mediante el método estadístico o mediante el método aproximado.

C3.14.5.2.1

La probabilidad de desviación, PA, es una medida del riesgo de que una embarcación esté en problemas debido a errores del piloto, condiciones ambientales adversas o fallas mecánicas.

La evaluación de estadísticas de accidentes indica que el error humano y las condiciones ambientales adversas son las principales causas de accidente, no así las fallas mecánicas. En los Estados Unidos se estima que entre el 60 y el 85 por ciento del total de

ESPECIFICACIONES

3.14.5.2.2 Método estadístico

La probabilidad de desviación se puede calcular en base al análisis estadístico de datos históricos sobre colisión, impacto y encalladura de embarcaciones en el curso de agua, y al número de embarcaciones que transitan por la vía navegable durante el período para el cual se estudian los accidentes.

3.14.5.2.3 Método aproximado

La probabilidad de desviación se puede tomar como:

$$PA = (BR) (R_B) (R_C) (R_{XC}) (R_D) \quad (3.14.5.2.3-1)$$

donde:

PA = probabilidad de desviación

BR = tasa básica de desviación

R_B = factor de corrección para ubicación del puente

R_C = factor de corrección para corriente paralela al recorrido de las embarcaciones

R_{XC} = factor de corrección para corrientes cruzadas perpendiculares al recorrido de las embarcaciones

R_D = factor de corrección para densidad de tráfico de embarcaciones

La tasa básica de desviación, BR, se deberá tomar como:

- Para buques:
BR = $0,6 \times 10^{-4}$
- Para barcas:
BR = $1,2 \times 10^{-4}$

El factor de corrección para ubicación del puente, R_B , función de la ubicación relativa del puente en una de tres regiones de la vía navegable ilustradas en la Figura 1, se deberá tomar como:

COMENTARIO

accidentes sufridos por embarcaciones son atribuibles al error humano.

C3.14.5.2.2

El método más exacto para determinar PA consiste en calcularla usando estadísticas a largo plazo sobre accidentes sufridos por embarcaciones en la vía navegable y datos sobre la frecuencia del tráfico de buques/barcas correspondiente al mismo período de tiempo (Larsen, 1983). Para estimar PA también se han usado datos obtenidos de estudios de simulación y análisis de radar de los movimientos de las embarcaciones en la vía. En base a datos históricos se ha determinado que la tasa de desviación correspondiente a barcas es generalmente dos o tres veces mayor que la medida en el mismo curso de agua para buques.

C3.14.5.2.3

Debido a que la determinación de PA en base a datos de accidentes reales a menudo resulta un proceso difícil y laborioso, durante el desarrollo del documento AASHTO Guide Specification on Vessel Collision Design of Highway Bridges se estableció un método alternativo para determinar PA. Las ecuaciones contenidas en este artículo son relaciones empíricas basadas en datos sobre accidentes históricos. El valor de PA pronosticado mediante estas ecuaciones y los valores determinados a partir de estadísticas sobre accidentes generalmente concuerdan, aunque también se han observado desviaciones.

Se debería notar que el procedimiento para calcular PA usando la Ecuación 1 no se debe considerar ni riguroso ni exhaustivo. Hay varias influencias, tales como el viento, las condiciones de visibilidad, las ayudas para la navegación, el pilotaje, etc., que no se incluyeron directamente en el método debido a las dificultades planteadas por su cuantificación. Estas influencias fueron incluidas indirectamente, ya que las ecuaciones empíricas se desarrollaron a partir de datos sobre accidentes en los cuales estos factores tuvieron influencia.

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

ESPECIFICACIONES

- Para regiones rectas:

$$R_B = 1,0 \quad (3.14.5.2.3-2)$$

- Para regiones de transición:

$$R_B = 1 + \frac{\theta}{90^\circ} \quad (3.14.5.2.3-3)$$

- Para regiones curvas/codos:

$$R_B = 1 + \frac{\theta}{45^\circ} \quad (3.14.5.2.3-4)$$

donde:

θ = ángulo de la curva o codo especificado en la Figura 1 (grados)

El factor de corrección, R_C , para corrientes que actúan de forma paralela al recorrido de las embarcaciones dentro del curso de agua se deberá tomar como:

$$R_C = 1 + \frac{V_C}{19} \quad (3.14.5.2.3-5)$$

donde:

V_C = componente de la velocidad de la corriente paralela al recorrido de las embarcaciones (km/h)

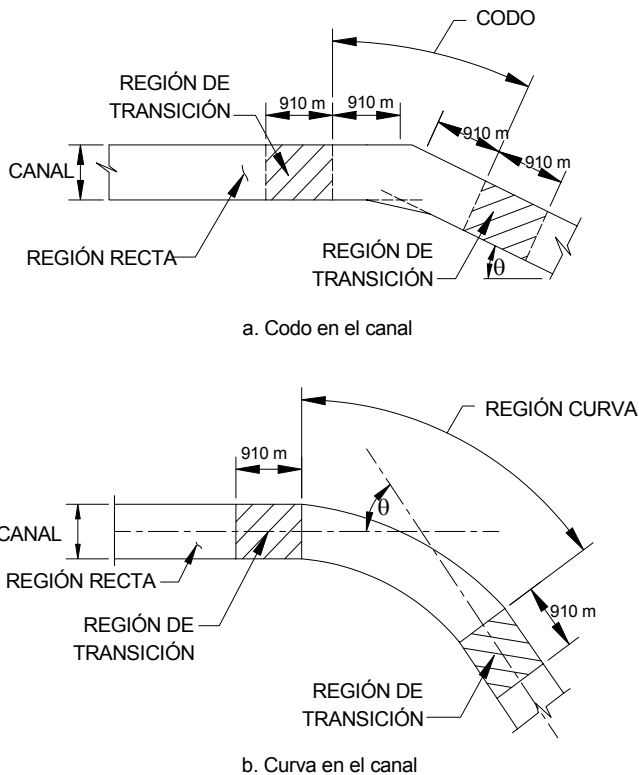


Figura 3.14.5.2.3-1 – Regiones de la vía navegable para determinar el factor para ubicación del puente

COMENTARIO

ESPECIFICACIONES

El factor de corrección, R_{XC} , para corrientes cruzadas que actúan de forma perpendicular al recorrido de las embarcaciones se deberá tomar como:

$$R_{XC} = 1,0 + 0,54 V_{XC} \quad (3.14.5.2.3-6)$$

donde:

V_{XC} = componente de la velocidad de la corriente perpendicular al recorrido de las embarcaciones (km/h)

El factor de corrección para densidad de tráfico de embarcaciones, R_D , se deberá seleccionar en base al nivel de densidad de tráfico de buques/barcazas en la proximidad inmediata del puente, de la siguiente manera:

- Baja densidad – las embarcaciones rara vez se encuentran, pasan o sobrepasan unas a otras en la proximidad del puente:

$$R_D = 1,0 \quad (3.14.5.2.3-7)$$

- Densidad media – hay embarcaciones que ocasionalmente se encuentran, pasan o sobrepasan unas a otras en la proximidad del puente:

$$R_D = 1,3 \quad (3.14.5.2.3-8)$$

- Alta densidad – hay embarcaciones que rutinariamente se encuentran, pasan o sobrepasan unas a otras en la proximidad del puente:

$$R_D = 1,6 \quad (3.14.5.2.3-9)$$

3.14.5.3 PROBABILIDAD GEOMÉTRICA

Se puede usar una distribución normal para modelar el recorrido de navegación de una embarcación desviada de su curso cerca del puente. La probabilidad geométrica, PG , se deberá tomar como el área debajo de la curva correspondiente a la distribución normal limitada por el ancho de la pila y el ancho de la embarcación a cada lado de la pila, según se especifica en la Figura 1. La desviación estándar, σ , de la distribución normal se supondrá igual a la longitud total, LOA , de la embarcación de diseño seleccionada de acuerdo con el Artículo 3.14.4.

Se considerará que la media de la distribución normal está ubicada en el eje del recorrido por donde transitan las embarcaciones. PG se deberá determinar en base al ancho, B_M , de cada categoría de embarcaciones, o bien se puede determinar para todos los intervalos de clasificación usando el B_M de la embarcación de diseño seleccionada de acuerdo con el Artículo 3.14.4.

COMENTARIO**C3.14.5.3**

La probabilidad geométrica, PG , se define como la probabilidad condicional de que una embarcación choque contra una pila o componente de la superestructura de un puente, dado que ha perdido el control, es decir, está desviada de su curso, en la proximidad del puente. La probabilidad de ocurrencia depende de los siguientes factores:

- Geometría de la vía navegable;
- Calados de la vía navegable;
- Ubicación de las pilas del puente;
- Luces de los tramos;
- Recorrido de navegación de la embarcación;

ESPECIFICACIONES

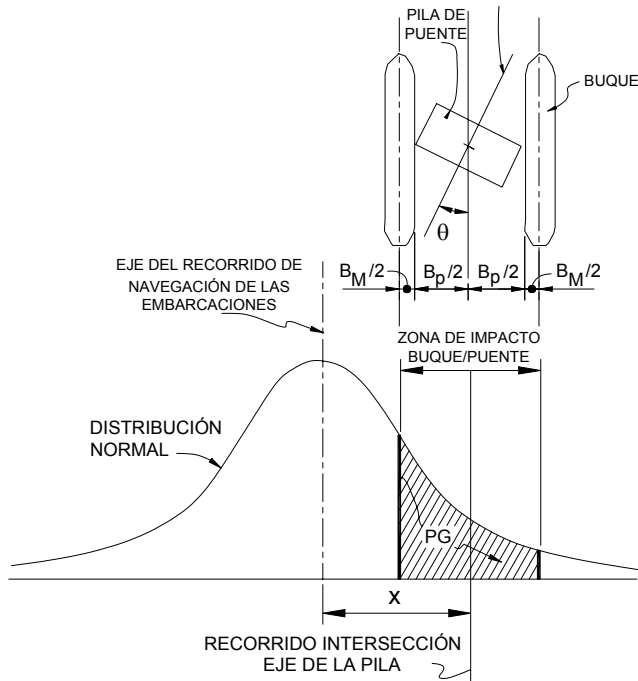


Figura 3.14.5.3-1 – Probabilidad geométrica de colisión con una pila

COMENTARIO

- Características de maniobrabilidad de la embarcación;
- Ubicación, rumbo y velocidad de la embarcación;
- Ángulo del timón en el momento que se produce la falla;
- Condiciones ambientales;
- Ancho, longitud y geometría de la embarcación; y
- Calado de la embarcación.

El método usado para determinar PG es similar al propuesto por Knott et al. (1985). El uso de una distribución normal se basa en datos históricos sobre accidentes de buques/barcazas. Se recomienda que $\sigma = LOA$ de la embarcación de diseño para calcular PG, y que los componentes del puente ubicados a más de 3σ del eje del recorrido de las embarcaciones no sean incluidos en el análisis, salvo el requisito sobre impacto mínimo del Artículo 3.14.1.

Los datos sobre accidentes usados para desarrollar la metodología para determinar PG corresponden fundamentalmente a buques. Aunque en los Estados Unidos se producen accidentes de barcazas con bastante frecuencia, se han publicado pocas investigaciones sobre la distribución de accidentes de barcazas. Hasta que esta información esté disponible se recomienda aplicar el mismo $\sigma = LOA$ desarrollado para buques al caso de las barcazas, incluyendo el remolcador.

3.14.5.4 PROBABILIDAD DE COLAPSO

La probabilidad de colapso de un puente, PC, en base a la relación entre la resistencia lateral última de la pila, H_p , y el tramo, H_s , y la fuerza de impacto de la embarcación, P, se deberá tomar como:

- Si $0,0 \leq H/P < 0,1$:

$$PC = 0,1 + 9 \left(0,1 - \frac{H}{P} \right) \quad (3.14.5.4-1)$$

- Si $0,1 \leq H/P < 1,0$:

$$PC = 0,111 \left(1 - \frac{H}{P} \right) \quad (3.14.5.4-2)$$

- Si $H/P \geq 1,0$:

C3.14.5.4

La probabilidad de que el puente colapse una vez que ha sido impactado por una embarcación desviada, PC, es una probabilidad compleja, y es función del tamaño, tipo, configuración, velocidad, dirección y masa de la embarcación. También depende de la naturaleza de la colisión y de las características de rigidez/resistencia de la pila del puente y la superestructura para resistir las cargas de impacto provocadas por la colisión.

La metodología para estimar PC fue desarrollada por Cowiconsult (1987) en base a estudios realizados por Fujii y Shiobara (1978) usando datos japoneses históricos sobre daños en embarcaciones que chocan en alta mar. Los daños a las pilas de puentes se basan en información sobre daños sufridos por las embarcaciones, ya que los datos disponibles respecto a la colisión contra puentes son relativamente escasos.

La Figura C1 es una gráfica de las relaciones de la

ESPECIFICACIONES

$$PC = 0,0 \quad (3.14.5.4-3)$$

donde:

PC = probabilidad de colapso

H = resistencia del componente del puente a una fuerza horizontal, expresada como resistencia de la pila, H_P , o resistencia de la superestructura, H_S (N)

P = fuerza de impacto de la embarcación, P_S , P_{BH} , P_{DH} o P_{MT} , especificada en los Artículos 3.14.8, 3.14.10-1, 3.14.10.2 y 3.14.10.3, respectivamente (N)

COMENTARIO

probabilidad de colapso. De esta figura se deducen los siguientes resultados:

- Cuando la resistencia al impacto de la pila o superestructura es mayor que la fuerza de impacto de la embarcación de diseño, la probabilidad de colapso del puente es 0,0.
- Cuando la resistencia al impacto de la pila o superestructura está comprendida entre el 10 y el 100 por ciento de la fuerza de impacto de la embarcación de diseño, la probabilidad de colapso del puente varía linealmente entre 0,0 y 0,10.
- Cuando la resistencia al impacto de la pila o superestructura es inferior al 10 por ciento de la fuerza de impacto, la probabilidad de colapso del puente varía entre 0,10 y 1,0.

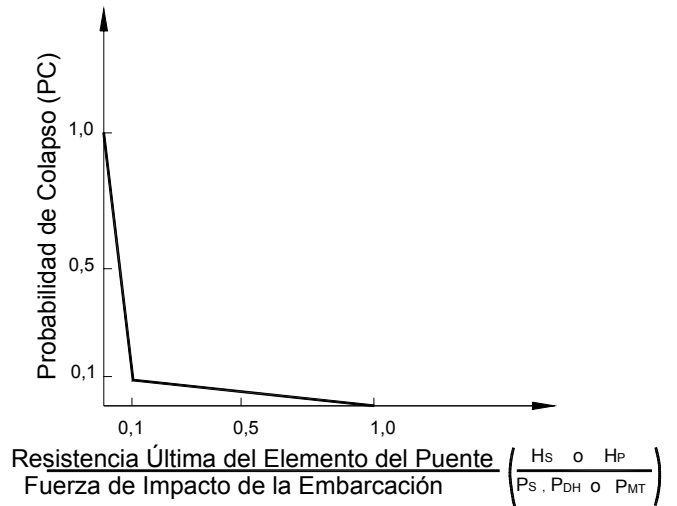


Figura C3.14.5.4-1 – Distribución de la probabilidad de colapso

3.14.6 Velocidad de colisión de diseño

La velocidad de colisión de diseño se puede determinar como se especifica en la Figura 1, para la cual:

V = velocidad de impacto de diseño (m/s)

V_T = velocidad típica de tránsito de las embarcaciones en el canal bajo condiciones ambientales normales, pero no menor que V_{MIN} (m/s)

V_{MIN} = mínima velocidad de impacto de diseño tomada no menor que la velocidad media anual de la corriente para la ubicación del puente (m/s)

C3.14.6

La distribución triangular de la velocidad de impacto en función de la longitud del puente, centrada en el eje del recorrido de las embarcaciones dentro del canal, se basa en datos históricos sobre accidentes. Estos datos indicaron que los buques y barcasas desviadas que chocan contra pilas más alejadas del canal se mueven a velocidades menores que aquellos que impactan pilas ubicadas más cerca de los límites del canal navegable. Las embarcaciones desviadas ubicadas a grandes distancias del canal generalmente están a la deriva, movidas por la corriente. Las embarcaciones desviadas muy cercanas al canal se mueven a velocidades próximas a las de los buques y

ESPECIFICACIONES

X = distancia entre la cara de la pila y la línea de centro del canal (mm)

X_C = distancia al borde del canal (mm)

X_L = distancia igual a 3,0 por la longitud total de la embarcación de diseño (mm)

La longitud total, LOA, para remolcadores de barcasas se deberá tomar como la longitud total del remolcador más la longitud total de la embarcación remolcada.

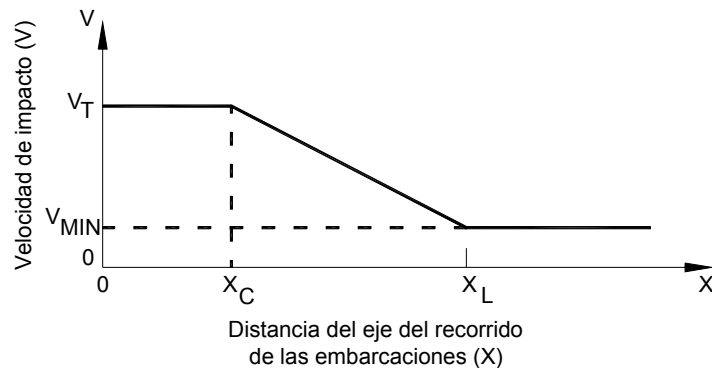


Figura 3.14.6-1 – Distribución de la velocidad de colisión de diseño

3.14.7 Energía de colisión de una embarcación

La energía cinética de una embarcación en movimiento que debe ser absorbida durante una colisión no excéntrica con la pila de un puente se deberá tomar como:

$$KE = 500 C_H M V^2 \quad (3.14.7-1)$$

donde:

KE = energía de colisión de la embarcación (joule)

M = tonelaje desplazado por la embarcación (Mg)

C_H = coeficiente de masa hidrodinámica

COMENTARIO

barcasas en el canal navegable principal.

Se desconoce la distribución exacta de la reducción de la velocidad. Sin embargo, se eligió una distribución triangular tanto por su sencillez como por su razonabilidad para modelar la situación de la velocidad de las embarcaciones desviadas. En la Figura 1 el uso de la distancia de 3,0 por la longitud total para definir los límites donde la velocidad de diseño se vuelve igual a la de la corriente de agua se basa en la observación de que más allá de estos límites se han producido muy pocos accidentes, a excepción de aquellos provocados por embarcaciones a la deriva.

La velocidad de colisión de diseño es uno de los parámetros de diseño más significativos asociados con los requisitos sobre colisión de embarcaciones. Se debe ejercer el juicio profesional para determinar la velocidad de diseño adecuada correspondiente a las embarcaciones que transitan por la vía navegable. La velocidad seleccionada debe reflejar la velocidad de tránsito "típica" de la embarcación de diseño bajo condiciones "típicas" de viento, corriente, visibilidad, tránsito en sentido opuesto, geometría de la vía navegable, etc. Debido a la posible presencia de corrientes en la vía navegable, es posible que sea necesario adoptar velocidades diferentes para el tránsito entrante y para el tránsito saliente.

En vías navegables sujetas a inundaciones estacionales, para determinar la mínima velocidad de colisión se deberían considerar las velocidades de los flujos de inundación.

En general, la velocidad de diseño no se debería basar en valores extremos representativos de eventos extremos, tales como inundaciones excepcionales u otras condiciones ambientales extremas. Las embarcaciones en tránsito bajo estas condiciones no son representativas de las situaciones "medias anuales" que reflejan las condiciones de tránsito típicas.

C3.14.7

La Ecuación 1 es la relación habitual $mV^2/2$ usada para calcular la energía cinética, en la cual simplemente se han convertido las unidades y agregado el factor de masa hidrodinámica, C_H, para tomar en cuenta la influencia del agua circundante sobre la embarcación en movimiento. Las recomendaciones para estimar C_H para embarcaciones que avanzan hacia adelante se basan en Saul y Svensson (1980) y en datos presentados por PIANC (1984). Se debe observar que estos coeficientes de masa hidrodinámica son menores que los habitualmente usados para el cálculo de muellaje, caso en el cual hay una gran masa de agua que se mueve junto con la embarcación a medida que ésta se aproxima a un muelle desde una dirección lateral o

ESPECIFICACIONES

V = velocidad de impacto de la embarcación (m/s)

La masa de la embarcación, M , se deberá basar en el estado de carga de la embarcación, y deberá incluir la masa de la embarcación no cargada más la carga de la misma, o la masa del balasto de agua para el caso de embarcaciones que transitan en estado descargado o con poca carga. La masa de los remolcadores de barcazas deberá ser la suma de la masa del remolcador más la masa combinada de una fila de barcazas en la longitud del remolcador.

El coeficiente de masa hidrodinámica, C_H , se deberá tomar como:

- Si la luz libre debajo de la quilla es mayor que 0,5 x calado:

$$C_H = 1,05 \quad (3.14.7-2)$$

- Si la luz libre debajo de la quilla es menor que 0,1 x calado:

$$C_H = 1,25 \quad (3.14.7-3)$$

Para valores intermedios los valores de C_H se pueden interpolar dentro del rango indicado. La luz libre debajo de la quilla se deberá tomar como la distancia entre el fondo de la embarcación y el fondo de la vía navegable.

3.14.8 Fuerza de colisión de una embarcación en una pila

La fuerza de impacto provocada por la colisión frontal de una embarcación en una pila se deberá tomar como:

$$P_S = 1,2 \times 10^5 \sqrt{DWT} \quad (3.14.8-1)$$

donde:

P_S = fuerza de impacto estática equivalente de la embarcación (N)

DWT = tonelaje de peso muerto de la embarcación (Mg)

V = velocidad de impacto de la embarcación (m/s)

COMENTARIO

transversal.

C3.14.8

La determinación de la carga de impacto que actúa sobre la estructura de un puente durante la colisión de un buque es una tarea compleja que depende de numerosos factores:

- El tipo estructural y la forma de la proa del buque,
- El balasto de agua transportado en el pique de proa,
- El tamaño y la velocidad del buque,
- La geometría de la colisión, y
- La geometría y características de resistencia de la pila.

La Ecuación 1 fue desarrollada a partir de las investigaciones realizadas por Woisin (1976) en Alemania Occidental para generar datos sobre colisiones con el objetivo de proteger los reactores de las embarcaciones nucleares en caso de colisión con otros buques. Los datos se obtuvieron de ensayos de

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

colisión con modelos físicos a escala 1:12,0 y 1:7,5. Se ha observado que los resultados de Woisin concuerdan razonablemente con las investigaciones realizadas por otros investigadores a nivel mundial (IABSE, 1983).

La Figura C1 indica la dispersión de los datos de ensayo de Woisin; esta dispersión se debe a los diferentes factores que afectan las colisiones, ya discutidos en este documento, la función densidad de probabilidad triangular usada para modelar la dispersión, y la elección de una fuerza correspondiente al percentil 70 para usar como fuerza de impacto estática equivalente en el diseño de puentes. Usando una fuerza correspondiente al percentil 70 para una embarcación dada, el número de embarcaciones de menor tamaño con una mayor fuerza de impacto sería aproximadamente igual al número de embarcaciones de mayor tamaño pero con una fuerza de impacto menor que esta fuerza. La Figura C2 indica fuerzas de impacto típicas calculadas con la Ecuación 1.

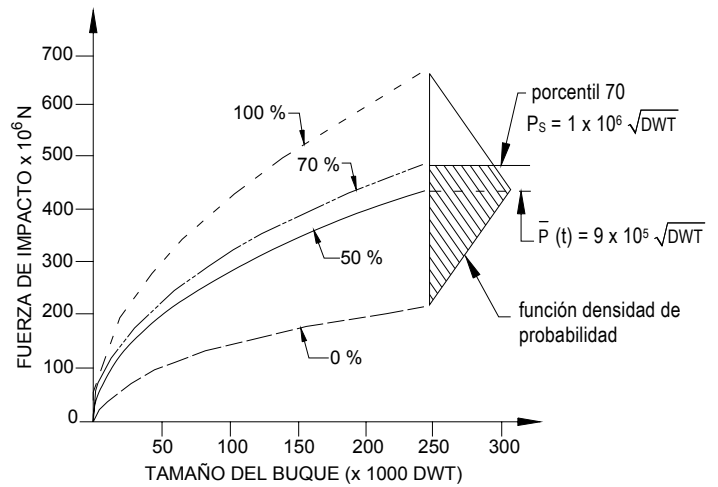


Figura C3.14.8-1 – Función densidad de probabilidad de los datos sobre fuerza de impacto de embarcaciones

ESPECIFICACIONES

3.14.9 Longitud de avería de proa

La longitud horizontal de la proa de un buque dañada por el impacto contra un objeto rígido se deberá tomar como:

$$a_s = 1,54 \times 10^3 \left(\frac{KE}{P_s} \right) \quad (3.14.9-1)$$

donde:

a_s = longitud de avería de proa de la embarcación (mm)

KE = energía de colisión de la embarcación (joule)

P_s = fuerza de impacto de la embarcación según lo especificado en la Ecuación 3.14.8-1 (N)

COMENTARIO

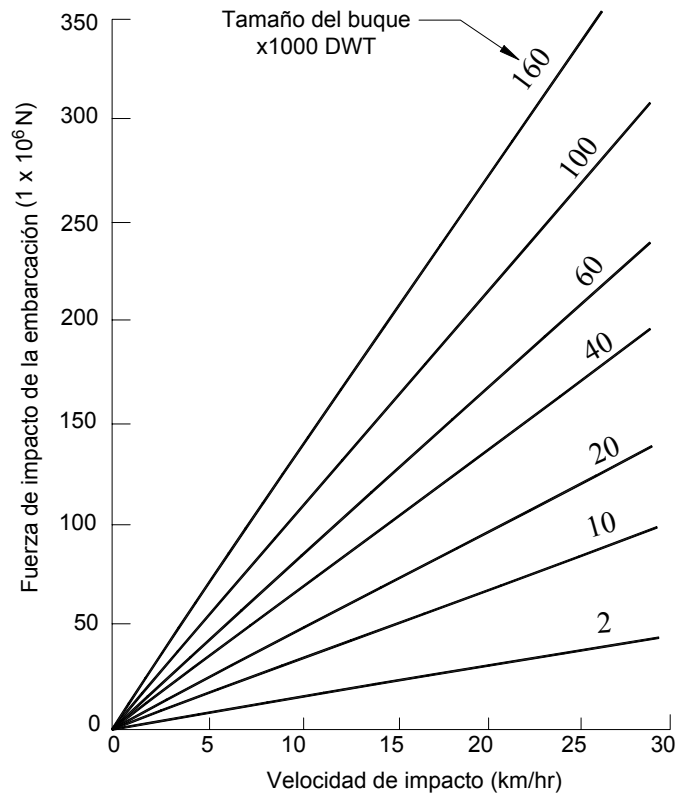


Figura C3.14.8-2 – Fuerzas de impacto típicas

C3.14.9

La longitud de avería de proa media, "a," se calcula en base a la fuerza de impacto promediada contra el recorrido de trabajo, P(a), de manera tal que:

$$a = \frac{KE}{P(a)} \quad (C3.14.9-1)$$

El coeficiente 1,54 usado para calcular la longitud de avería de proa de la embarcación de diseño en la Ecuación 1 se obtiene multiplicando los siguientes factores:

- 1,25 para tomar en cuenta el aumento de la fuerza media de impacto en función del tiempo versus longitud de avería,
- 1,11 para tomar en cuenta el aumento de la fuerza media de impacto al percentil de diseño de 70 por ciento, y
- 1,11 para aumentar la longitud de avería y lograr un nivel de seguridad de diseño similar al usado para calcular P_s .

ESPECIFICACIONES

3.14.10 Fuerza de colisión de una embarcación en la superestructura

3.14.10.1 COLISIÓN DE LA PROA

La fuerza de impacto que provoca la colisión de la proa de una embarcación en una superestructura se deberá tomar como:

$$P_{BH} = R_{BH} P_S \quad (3.14.10.1-1)$$

donde:

P_{BH} = fuerza de impacto de la proa de la embarcación en una superestructura expuesta (N)

R_{BH} = relación entre la altura de superestructura expuesta y la altura total de la proa

P_S = fuerza de impacto de la embarcación especificada en la Ecuación 3.14.8-1 (N)

Para los propósitos de este artículo, "expuesta" se refiere a la superposición vertical entre la embarcación y la superestructura del puente con la profundidad de la zona de impacto.

3.14.10.2 COLISIÓN DE LA CASETA DE CUBIERTA

La fuerza de impacto que provoca la colisión de la caseta de cubierta de una embarcación en una superestructura se deberá tomar como:

$$P_{DH} = R_{DH} P_S \quad (3.14.10.2-1)$$

donde:

P_{DH} = fuerza de impacto de la caseta de cubierta (N)

R_{DH} = factor de reducción especificado en este documento

P_S = fuerza de impacto de la embarcación especificada en la Ecuación 3.14.8-1 (N)

Para los buques de más de 100.000 toneladas de peso muerto R_{DH} se deberá tomar como 0,10. Para embarcaciones de menos de 100.000 toneladas de peso muerto:

$$R_{DH} = 0,2 - 0,10 \left(\frac{DWT}{100.000} \right) \quad (3.14.10.2-2)$$

3.14.10.3 COLISIÓN DEL MÁSTIL

COMENTARIO

C3.14.10.1

Hay pocos datos disponibles sobre las fuerzas de colisión entre las proas de las embarcaciones y los componentes de la superestructura de un puente.

C3.14.10.2

De acuerdo con la investigación realizada para el puente Great Belt Bridge en Dinamarca (Cowiconsult, 1981), para la colisión de una caseta de cubierta con la superestructura de un puente:

$P_{DH} = 5,3 \times 10^6$ N para la colisión de la caseta de cubierta de un buque de carga de 1000 DWT, y

$P_{DH} = 2,7 \times 10^7$ N para la colisión de la caseta de cubierta de un buque tanque de 100.000 DWT.

En base a estos valores se desarrolló la relación empírica aproximada de la Ecuación 1 para seleccionar los valores de impacto de diseño para la superestructura correspondientes a colisión de caseta de cubierta.

C3.14.10.3

ESPECIFICACIONES

La fuerza de impacto que provoca la colisión de un mástil de una embarcación en una superestructura se deberá tomar como:

$$P_{MT} = 0,10 P_{DH} \quad (3.14.10.3-1)$$

donde:

P_{MT} = fuerza de impacto del mástil (N)

P_{DH} = fuerza de impacto de la caseta de cubierta especificada en la Ecuación 3.14.10.2-1 (N)

3.14.11 Fuerza de colisión de una barcaza en una pila

Para los propósitos del Artículo 3.14, la barcaza de compuerta estándar se deberá tomar como una barcaza fluvial con las siguientes características:

ancho	=	10.700 mm
longitud	=	60.000 mm
profundidad	=	3700 mm
calado vacío	=	520 mm
calado cargado	=	2700 mm
masa	=	1540 kg

La fuerza de impacto, N, sobre una pila correspondiente a una barcaza estándar se deberá tomar como:

- Si $a_B < 100$ mm:

$$P_B = 6,0 \times 10^4 a_B \quad (3.14.11-1)$$

- Si $a_B \geq 100$ mm:

$$P_B = 6,0 \times 10^6 + 1600 a_B \quad (3.14.11-2)$$

donde:

P_B = fuerza de impacto estática equivalente de la barcaza (N)

a_B = longitud de daño de proa de la barcaza especificada en la Ecuación 3.14.12-1 (mm)

La fuerza de impacto correspondiente a barcasas más grandes que la estándar se deberá determinar amplificando la fuerza de impacto correspondiente a la barcaza estándar en función de la relación entre el ancho de la barcaza de mayor tamaño y el ancho de la barcaza estándar.

COMENTARIO

La Ecuación 1 se desarrolló estimando las fuerzas de impacto en base al daño sufrido por vigas y superestructuras de puentes en un número limitado de accidentes provocados por impactos de mástil.

C3.14.11

Hay menos datos disponibles sobre colisión de barcasas que sobre colisión de buques. Las fuerzas de impacto de una barcaza determinadas mediante las Ecuaciones 1 y 2 fueron desarrolladas a partir de investigaciones realizadas por Meir-Domberg (1983) en Alemania Occidental. El estudio de Meir-Domberg incluyó cargas dinámicas con martillo pendular sobre modelos de fondo de barcasas a escala 1:4,5; carga estática sobre un modelo de fondo a escala 1:6 y análisis numéricos. Los resultados para la barcaza estándar europea, Tipo IIa, que tiene una proa similar a la barcaza estándar estadounidense, se ilustran en la Figura C1 para cargas de impacto y deformación de barcasas. No se halló ninguna diferencia significativa entre las fuerzas estáticas y dinámicas medidas durante el estudio. En la Figura 2 se indican fuerzas de impacto típicas para remolcadores de barcasas calculadas con las Ecuaciones 1 y 2.

donde

E_B = energía de deformación (joule)

\bar{P}_B = fuerza de impacto estática equivalente media de una barcaza según el estudio (N)

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

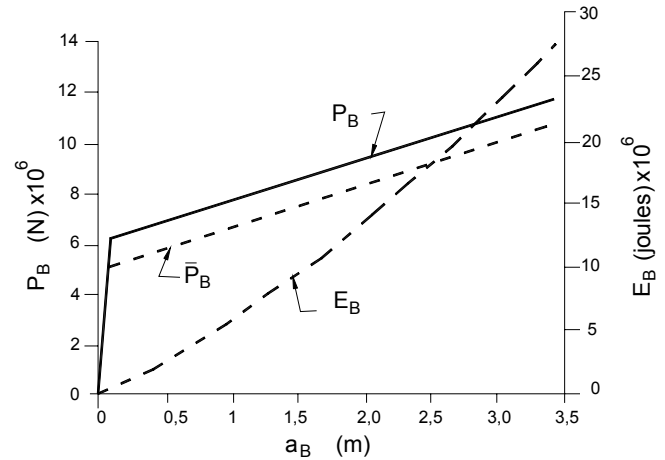


Figura C3.14.11-1 – Fuerza de impacto de una barcaza, energía de deformación y longitud de daño.

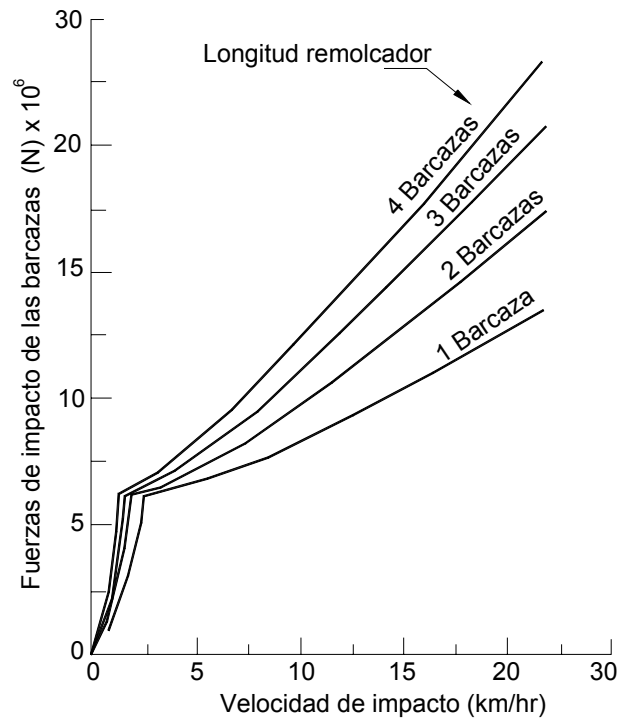


Figura C3.14.11-2 – Fuerzas de impacto típicas de barcazas

3.14.2 Longitud de daño de proa de una barcaza

La longitud de daño de proa horizontal correspondiente a una barcaza estándar se deberá tomar como:

$$a_B = 3100 \left(\sqrt{1 + 1,3 \times 10^{-7} KE} - 1 \right) \quad (3.14.12-1)$$

donde:

C3.14.12

La relación para longitud de daño horizontal de una barcaza, a_B , se desarrolló a partir de la investigación sobre colisión de barcazas realizada por Meir-Dornberg, ya discutida en el Artículo C3.14.11.

ESPECIFICACIONES

a_B = longitud de daño de proa de la barcaza (mm)

KE= energía de colisión de la embarcación (joule)

3.14.13 Daño en el Estado Límite correspondiente a Evento Extremo

Se permite el daño o colapso local de los componentes de la subestructura y superestructura siempre que:

- En el estado límite correspondiente a evento extremo el resto de la estructura tenga suficiente ductilidad y redundancia para evitar el colapso catastrófico de la superestructura, y
- Los componentes dañados se puedan inspeccionar y reparar de manera relativamente sencilla.

A modo de alternativa, se puede proteger las pilas del puente a fin de eliminar las cargas provocadas por la colisión de embarcaciones o de reducirlas a niveles aceptables.

3.14.14 Aplicación de las fuerzas de impacto**3.14.14.1 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA**

Para el diseño de la subestructura, las fuerzas estáticas equivalentes paralelas y normales al eje del canal navegable, se deberán aplicar separadamente de la siguiente manera:

- 100 por ciento de la fuerza de impacto de diseño en una dirección paralela a la alineación del eje del canal navegable, o
- 50 por ciento de la fuerza de impacto de diseño en la dirección normal a la dirección del eje del canal.

Todos los componentes de la subestructura expuestos a contacto físico con cualquier parte del casco o la proa de la embarcación de diseño se deberán diseñar para resistir las cargas aplicadas. El voladizo de proa y la

COMENTARIO**C3.14.13**

El diseñador tiene a su disposición dos opciones básicas para la protección. La primera implica diseñar el puente para que soporte las cargas de impacto, ya sea de forma elástica o inelástica. Si la respuesta al impacto es inelástica, el diseño deberá ser redundante o bien se deberán proveer otros medios para impedir el colapso de la superestructura.

La segunda opción consiste en proveer un sistema de protección mediante defensas, estructuras soportadas por pilotes, dolines, islas, etc., ya sea para reducir la magnitud de las cargas de impacto a valores menores que la resistencia de la pila del puente o componentes de la estructura o bien para proteger estos componentes de manera independiente.

Los requisitos para cualquiera de estas dos opciones son de carácter general, ya que los procedimientos de diseño que se podrían utilizar varían considerablemente. Esto es particularmente válido en el caso de los diseños inelásticos. Debido a que hay poca información disponible sobre el comportamiento de la deformación inelástica de los materiales y estructuras sujetos al tipo de impactos dinámicos asociados con el impacto de una embarcación, se deberían adoptar hipótesis con base en la experiencia del diseñador y el criterio profesional.

C3.14.14.1

ESPECIFICACIONES

inclinación o ensanchamiento de los buques y barcasas se deberán considerar al determinar cuáles componentes de la subestructura estarán expuestos a contacto con la embarcación. También se deberá considerar el aplastamiento de la proa de la embarcación que pudiera provocar contacto con alguna parte retirada de la subestructura.

En ambos casos de diseño las fuerzas de impacto aquí especificadas se deberán aplicar a una subestructura de acuerdo con los siguientes criterios:

- Para estabilidad global, la fuerza de impacto se aplica como una fuerza concentrada en la subestructura, al nivel medio de aguas altas, como se ilustra en la Figura 1, y
- Para fuerzas de impacto localizadas, la fuerza de impacto se aplica como una carga lineal vertical uniformemente distribuida en la altura de la proa del buque, como se ilustra en la Figura 2. Para determinar la potencial área de contacto de la fuerza de impacto sobre la subestructura, la proa del buque se considera inclinada hacia adelante. Para el caso de impacto de barcasas, la fuerza de impacto localizada se toma como una carga lineal vertical uniformemente distribuida en la altura del cabecero, como se ilustra en la Figura 3.

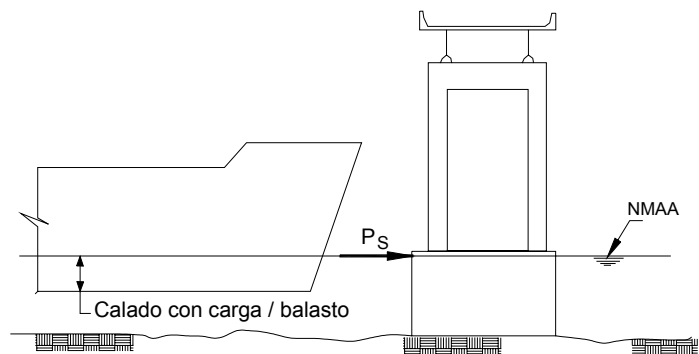


Figura 3.14.14.1-1 – Fuerza de impacto concentrada por la colisión de un buque sobre una pila

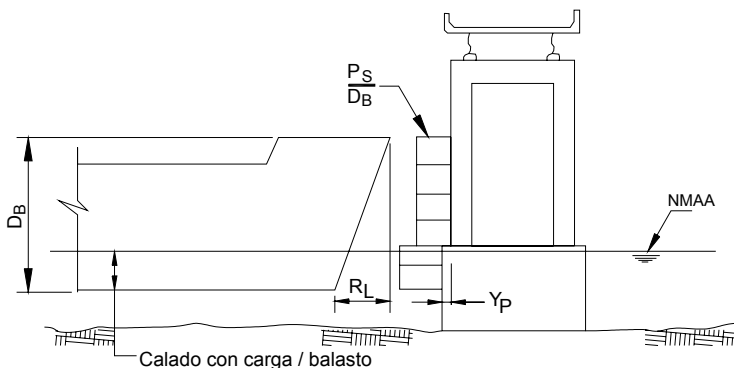


Figura 3.14.14.1-2 – Carga lineal de impacto de un buque sobre una pila

COMENTARIO

Para diseñar la subestructura del puente para cargas de impacto de embarcaciones se deberían evaluar dos casos:

- La estabilidad global de la subestructura y su fundación, suponiendo que la fuerza de impacto actúa como una fuerza concentrada a la altura del nivel del agua, y
- La capacidad de cada componente de la subestructura para soportar cualquier fuerza de impacto provocada por la colisión de una embarcación.

La necesidad de aplicar fuerzas de impacto localizadas en las subestructuras expuestas a contacto por parte de elementos sobresalientes de la proa de un buque o barcaza está bien documentada en el historial de los accidentes ocurridos en el pasado. El puente Sunshine Skyway en Tampa Bay, Florida, colapsó en 1980 como resultado del impacto de la proa de un buque contra una columna en un punto ubicado a 12.800 mm del nivel del agua. Las salientes de buques y barcasas a menudo son tan largas que se extienden sobre los sistemas de defensa y pueden entrar en contacto con componentes vulnerables de un puente, como se ilustra en las Figuras C1 y C2. Las geometrías y dimensiones de las proas varían ampliamente, y puede ser necesario que el diseñador realice estudios especiales para establecer la geometría particular de las proas de las embarcaciones que utilizan la vía navegable en estudio. AASHTO (1991) contiene datos sobre las geometrías de proa más habituales.

ESPECIFICACIONES

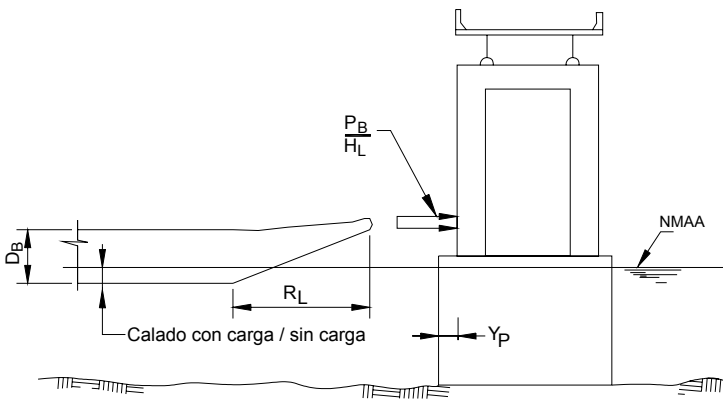


Figura 3.14.14.1-3 – Fuerza de impacto de una barcaza sobre una pila

COMENTARIO

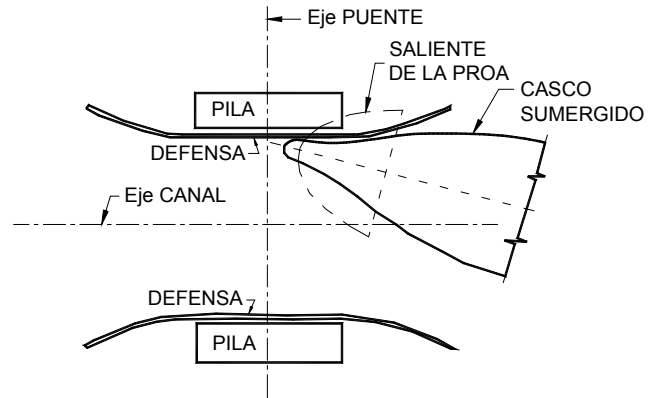


Figura C3.14.14.1-1 – Vista en planta de una saliente de la proa impactando contra una pila

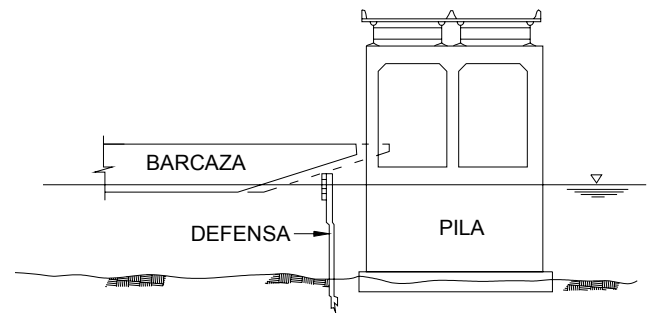


Figura C3.14.14.1-2 – Vista en elevación de una saliente de la proa impactando contra una pila

3.14.14.2 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Para el diseño de la superestructura la fuerza de impacto de diseño se deberá aplicar como una fuerza estática equivalente, transversal al componente de la superestructura en una dirección paralela a la alineación del eje del canal de navegación.

3.14.15 Protección de las subestructuras

Se puede proveer protección para reducir o eliminar la exposición de las subestructuras de un puente al impacto de embarcaciones instalando sistemas de protección, incluyendo defensas, duques de Alba, estructuras soportadas por pilotes, dolfinos, islas y/o combinaciones de estos elementos.

Se puede permitir que los sistemas de protección resulten dañados y/o colapsen, siempre que el sistema de protección detenga la embarcación antes que entre en contacto con la pila o bien que cambie el curso de la embarcación para alejarla de la pila.

C3.14.14.2

La capacidad de diferentes partes de un buque o barcaza de impactar contra un componente de la superestructura depende de la luz vertical libre disponible debajo de la estructura, la profundidad del agua, el tipo y características de la embarcación y la condición de carga de la misma.

C3.14.15

El desarrollo de alternativas para la protección de un puente contra la colisión de embarcaciones generalmente se enfoca de tres maneras:

- Reduciendo la frecuencia anual de las colisiones, por ejemplo, mejorando las ayudas para la navegación en las cercanías del puente;
- Reduciendo la probabilidad de colapso, por ejemplo, imponiendo restricciones a la velocidad de navegación de las embarcaciones en el canal; o

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

- Reduciendo los costos de una colisión, por ejemplo, mediante protecciones físicas y sistemas de advertencia para las embarcaciones.

Debido a que modificar las ayudas para la navegación en el canal de navegación y las condiciones de operación de las embarcaciones generalmente está fuera del alcance del Diseñador, el enfoque principal a considerar es la protección física y los sistemas de advertencia para las embarcaciones.

Actualmente el diseño de estructuras de protección se basa casi invariablemente en consideraciones energéticas. Se asume que la pérdida de energía cinética de una embarcación se transforma en la misma cantidad de energía absorbida por la estructura de protección. La energía cinética se disipa por el trabajo de flexión, corte, torsión y desplazamiento de los componentes del sistema de protección.

Generalmente el diseño de un sistema de protección es un proceso iterativo en el cual inicialmente se desarrolla una configuración de prueba para el mismo. Para la primera prueba se desarrolla un diagrama fuerza-deformación mediante análisis o modelos y ensayos físicos. El área debajo del diagrama es la capacidad de energía del sistema protector. Luego se comparan las fuerzas y capacidad de energía del sistema de protección con la fuerza de impacto y energía de la embarcación de diseño para ver si las cargas impuestas por la embarcación se han resistido de manera segura.

REFERENCIAS

A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO, Washington, D.C., 1990.

Afanas' Ev, V. P., Y. V. Dolgoplov, y I. Shyaishstein. "Ice Pressure on Individual Marine Structures." In Ice Physics and Ice Engineering. G. N. Yakocev, ed. Traducido del ruso por el Programa Israelí para Traducciones Científicas, Jerusalén, Israel, 1971.

AASHTO. Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges. Washington, D.C., 1991.

AUSTROADS. Bridge Design Code. Hay Market, Australia, 1992.

Bridge Manual: Design and Evaluation. Draft. Transit New Zealand, Wellington, Nueva Zelandia, 1991.

Canadian Highway Bridge Design Code, CAN/CSA-S6-00, CSA International, Section 3, Loads, Toronto, Ontario, Canadá.

Caquot, A., y J. Kerisel. Tables for the Calculation of Passive Pressure Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations. Gauthier-Villars, Libraire du Bureau des Longitudes, de L'Ecole Polytechnique, Paris, 1948.

CSA/Buckland and Taylor. "Annacis Island Bridge." En Informe No. 3, Ship Collision Risk Analysis. Preparado por el British Columbia Ministry of Transportation and Highways, Julio 1982.

Cheney, R. S. Permanent Ground Anchors. FHWA-DP-68-1 R Demonstration Project. FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., 1984, 132 pp.

Clausen, C. J. F., y S. Johansen. "Earth Pressures Measured Against a Section of a Basement Wall," Actas, 5ta Conferencia Europea sobre SMFE, Madrid, España, 1972, pp. 515-516.

Clough, G. W., y Y. Tsui. "Performance of Tied-Back Retaining Walls." Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 100, No. GT 12, 1974, pp. 1259-1273.

Clough, G. W., y J. M. Duncan. "Earth Pressures." Chapter 6, Foundation Engineering Handbook, 2da ed. H. Y. Fang, ed. Van Nostrand Reinhold: Nueva York, 1991.

Clough, G. W., y T. D. O'Rourke. "Construction-Induced Movements of In-Situ Walls." En Proc. of the 1990 Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Ithaca, Nueva York, 1990, pp. 439-470.

Cohen, H. Truck Weight Limits: Issues and Options. Informe Especial 225. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1990.

Cowiconsult, Inc. Sunshine Skyway Bridge Ship Collision Risk Assessment. Preparado por Figg and Muller Engineers, Inc., Lyngby, Dinamarca, Setiembre 1981.

Cowiconsult. "General Principles for Risk Evaluation of Ship Collisions, Strandings, and Contact Incidents." Nota técnica, Enero 1987.

Csagoly, P. F., y Z. Knobel. The 1979 Survey of Commercial Vehicle Weights in Ontario. Ontario Ministry of Transportation and Communications, Toronto, Ontario, Canadá 1981.

Design of Highway Bridges. CAN/CSA-S6-88. Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canadá, 1988.

Fujii, Y. y R. Shiobara. "The Estimation of Losses Resulting from Marine Accidents." Journal of Navigation. Vol. 31, No. 1, 1978.

Gajer , R. B., y V. P. Wagh. "Bridge Design for Seismic Performance Category B: The Problem with Foundation Design," Acta No. 11, International Bridge Conference, Documento IBC-94-62, Pittsburgh, PA, 1994.

Gerard, R., y S. J. Stanely. "Probability Analysis of Historical Ice Jam Data for a Complex Reach: A Case Study." Canadian Journal of Civil Engineering, 1992.

Hanna, T. H., y G. A. Matallana. "The Behavior of Tied-Back Retaining Walls." Canadian Geotechnical Journal. Vol. 7, No. 4, 1970, pp. 372-396.

Haynes, F. Donald. Bridge Pier Design for Ice Forces. Ice Engineering, U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, New Hampshire, 1995.

Haynes, F. Donald. Comunicaciones privadas, 1996.

Hirsch, T. J. Analysis and Design of Metrorail-Railroad Barrier Systems. Texas A&M University, 1989.

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

Huiskamp, W. J. Ice Force Measurements on Bridge Piers, 1980-1982. Informe No. SWE 83-1. Alberta Research Council, Edmonton, Alberta, Canadá, 1983.

Imbsen, R. A., D. E. Vandershaf, R. A. Schamber, y R. V. Nutt. Thermal Effects in Concrete Bridge Superstructures. Informe NCHRP 276. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1985.

Knott, J., D. Wood, y D. Bonyun. "Risk Analysis for Ship-Bridge Collisions." Fourth Symposium on Coastal and Ocean Management. ASCE, Baltimore, Julio 30-Agosto 2, 1985.

Kulicki, J. M., y D. R. Mertz. "A New Live Load Model for Bridge Design." En las Actas de la 8th Annual International Bridge Conference, Junio 1991, pp. 238-246.

Larsen, D. D. "Ship Collision Risk Assessment for Bridges." In vol 1, International Association of Bridge and Structural Engineers Colloquium. Copenhagen, Dinamarca, 1983, pp. 113-128.

Larsen, O. Damgaard, Ship Collision with Bridges The Interaction between Vessel Traffic and Bridge Structures. IABSE Structural Engineering Document 4, IABSE-AIPC-IVBH, Zurich, Suiza, 1993.

Lipsett, A. W., y R. Gerard. Field Measurement of Ice Forces on Bridge Piers 1973-1979. Informe SWE 80-3. Alberta Research Council, Edmonton, Alberta, Canadá, 1980.

Liu, H. Wind Engineering: A Handbook for Structural Engineers, Prentice Hall: Englewood Cliffs, New Jersey, 1991.

Loads and Forces on Bridges. Preimpresión 80-173. ASCE National Convention, Portland, Oregon, Abril 14-18, 1980.

Mander, J. B., M. J. N. Priestley, R. Park. "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete," Journal Structural Division. ASCE, Agosto, 1988.

Mander, J. B., M. J. N. Priestley, R. Park. "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," Journal Structural Division, ASCE, Agosto, 1988.

Meir-Domberg, K. E. "Ship Collisions, Safety Zones and Loading Assumptions for Structures on Inland Waterways." VDI-Berichte. No. 496, 1983, pp. 1-9.

Minimum Design Loads for Building and Other Structures. Norma ASCE 7-88. ASCE, Nueva York, Nueva York, 1988.

Modjeski y Masters, Consultores. Criteria for the Design of Bridge Piers with Respect to Vessel Collision in Louisiana Waterways. Preparado por el Louisiana Department of Transportation and Development y el Federal Highway Administration, Harrisburg, Pennsylvania, Noviembre, 1984.

Montgomery, C. T., R. Gerard, W. J. Huiskamp, y R. W. Kornelsen R. W. "Application of Ice Engineering to Bridge Design Standards." En las Actas de la Cold Regions Engineering Specialty Conference. Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec, Canadá, Abril 4-6, 1984, pp. 795-810.

Montgomery, C. J., R. Gerard, y A. W. Lipsett. "Dynamic Response of Bridge Piers to Ice Forces." Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 7, No. 2, 1980, pp. 345-356.

Montgomery, C. J., y A. W. Lipsett. "Dynamic Tests and Analysis of a Massive Pier Subjected to Ice Forces." Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 7, No. 3, 1980, pp. 432-441.

Neill, C. R. "Dynamic Ice Forces on Piers and Piles: An Assessment of Design Guidelines in the Light of Recent Research." Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 3, No. 2, 1976, pp. 305-341.

- Neill, C. R., ed. Ice Effects on Bridges. Roads and Transportation Association of Canadá, Ottawa, Ontario, Canadá, 1981.
- Nevel, Donald E. "The Ultimate Failure of a Floating Ice Sheet." En las Actas del International Association for Hydraulic Research, Ice Symposium. 1972, pp. 17-22.
- Nicholson, P. J., D. D. Uranowski, y P. T. Wycliffe-Jones. Permanent Ground Anchors: Nicholson Design Criteria. FHWA/RD-81-151. FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., 1981, 151 pp.
- Nowak, A. S. Calibration of LRFD Bridge Design Code. ASCE Journal of Structural Engineering. Vol. 121, No. 8, pp. 1245-1251.
- Nowak, A. S. Calibration of LRFD Bridge Design Code. NCHRP Project 12-33. University of Michigan, Ann Arbor, 1992.
- Ontario Highway Bridge Design Code. 3^{ra} ed. Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, Toronto, Canadá, 1991.
- Page, J. Dynamic Wheel Load Measurements on Motorway Bridges. Transportation and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, U.K., 1976.
- Peck, R. B., W. E. Hanson, y T. H. Thornburn. Foundation Engineering. 2da ed. Wiley: Nueva York, 1974
- Poulos, H. G., y E. H. Davis. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. John Wiley and Sons, Inc.: Nueva York, 1974.
- Priestley, M. J. N, F. Seible y G. M. Calvi, Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, Nueva York; Nueva York, 1996.**
- Priestley, M. J. N., F. Seible, Y. H. Chai. "Design Guidelines for Assessment Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance," University of California, San Diego, 1992.**
- Priestley, M. J. N., R. Parks, R. T. Potangaroa. "Ductility of Spirally Confined Concrete Columns," Journal Structural Division. ASCE, Enero 1981.**
- Prucz, Z. y W. B. Conway. "Design of Bridge Piers Against Ship Collision," Bridges and Transmission Line Structures. (Editado por L. Tall): 209-223. Nueva York: ASCE, 1987.**
- Report of the International Commission for Improving the Design of Fender Systems. PIANC, Bruselas, Bélgica, 1984.
- Ritter, M. A. Timber Bridges: Design. Construction. Inspection and Maintenance. Forest Service, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C., 1990.
- Rowe, W. D. An Anatomy of Risk. John Wiley and Sons, Inc.: Nueva York, 1977.
- Saul, R. y H. Svensson. "On the Theory of Ship Collision Against Bridge Piers." En las Actas de IABSE, Febrero 1980, pp. 51-82.
- Schnabel, Jr., H. Tiebacks in Foundation Engineering and Construction. McGraw-Hill Book: Nueva York, 1982, 171 pp.
- Sherff, M. A., I. Ishibashi y C. D. Lee. "Earth Pressures Against Rigid Retaining Walls," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, GT5, 1982, pp. 679-695.

Sección 3 – Cargas y Factores de Carga

"Ship Collision with Bridges and Offshore Structures." En International Association of Bridge and Structural Engineers Colloquium. 3 vols. Copenhagen, Dinamarca, 1983.

Shore Protection Manual. 4ta ed. Coastal Engineering Research Center, Washington, D.C., 1984.

Simiu, E. "Logarithmic Profiles and Design Wind Speeds." Journal of the Mechanic Division, ASCE, Vol. 99, No. EM5, Octubre 1973, pp. 1073-1083.

Simiu, E. "Equivalent Static Wind Loads for Tall Building Design." Journal of the Structures Division. ASCE, Vol. 102, No. ST4, Abril, 1976, pp. 719-737.

Terzaghi, K. "Retaining Wall Design for Fifteen-Mile Falls Dam," Engineering News Record, Mayo, 1934, pp. 632-636.

Terzaghi, K., y R. B. Peck. Soil Mechanics in Engineering Practice. 2da ed. John Wiley and Sons, Inc.: Nueva York, 1967, 729 pp.

U.S. Department of the Navy. Foundations and Earth Structures. Informe Técnico NAVFAC DM-7.1 and DM-7.2. Naval Facilities Command, Washington, D.C., 1982, 244 pp.

U.S. Department of the Navy. Soil Mechanics. Design Manual 7.1. NAVFAC DM-7.1. Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, Virginia, 1982, 348 pp.

Whitman, R. "Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 2, Febrero 1984, pp. 143-188.

Williams, G. P. "Probability Charts for Predicting Ice Thickness." Engineering Journal, Junio 1963, pp. 3-7.

Woisin, G. "The Collision Tests of the GKSS." En Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft Vol. 70. Berlin, 1976, pp. 465-487.

Zabilansky, Leonard J. Ice Force and Scour Instrumentation for the White River Vermont. Informe Especial 96-6. U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, New Hampshire, 1996.