

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 se deberán considerar fuerzas transversales al eje longitudinal de la pila como mínimo igual al 20 por ciento de la fuerza total.

3.9.2.5 Pilas Esbeltas y Flexibles

No se deberán utilizar 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 acerca de la interacción hielo/estructura. Este requisito también se aplica a 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

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

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 mueve junto a 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.

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 demostrado 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 del hielo se puede reducir utilizando diversos 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 indicadas para presas colgantes se puede encontrar en Montgomery et al. (1984). El amplio rango de las presiones citadas refleja tanto la variabilidad del hielo como la falta de información cierta sobre este tema.

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:

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

Para una pila oblonga:

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

donde:

t = espesor del 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 en el caso de pilas oblongas (mm)

C3.9.5

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

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

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

donde:

σ_t = resistencia a la tracción del hielo (MPa)

t = máximo espesor del hielo (mm)

δ = ángulo de la cuña truncada (°)

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

ℓ = longitud característica calculada según la expresión indicada (mm)

E = módulo de Young del hielo (MPa)

γ = densidad del agua (kg/m³)

g = aceleración de la gravedad (m/s)

Para obtener la Ecuación 1 se suma 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 veces 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 verticales en los muros rectos de la pila se obtuvo considerando una capa de hielo semiinfinita de forma rectangular sobre fundación elástica bajo una carga de borde uniformemente distribuida. La fuerza, F , requerida para que falle la capa de hielo 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 demoran más que 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 congelamiento del agua de lluvia.

C3.9.6

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

Se deberían considerar 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 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 empleada 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 nieve fresca cayendo a bajas temperaturas produce la menor acumulación. 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 ejemplo las barandas, pueden retener las ventiscas y provocar el desarrollo de grandes acumulaciones.

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.

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 unimodales y multimodales especificados en el Artículo 4.7.4.

Estas Especificaciones establecen requisitos para el

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar para puentes con superestructuras de losas convencionales, vigas de alma llena, vigas cajón y reticuladas cuyas longitudes no sean 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 en el caso de las 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 los taludes.

diseño y detallado de puentes con los cuales se pretende 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 que sean superados durante la vida de servicio normal anticipada para el puente. Los puentes diseñados y detallados de acuerdo con los requisitos de las presentes Especificaciones pueden sufrir daños, pero la probabilidad de que colapsen debido al movimiento sísmico del terreno debería ser baja.

Para desarrollar estas especificaciones se utilizaron los siguientes principios:

- Los componentes estructurales deberían resistir los sismos leves a moderados dentro del rango elástico, sin sufrir daños significativos.
- En los procedimientos de diseño se deberían utilizar 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.

3.10.2 Coeficiente de Aceleración

El coeficiente, A , que se utilizará en la aplicación de estos requisitos se deberá determinar en base a los mapas de las Figuras 1, 2 y 3. Para las ubicaciones que se encuentran entre dos 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:

- 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).

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 utilizan en estas Especificaciones para definir el coeficiente de aceleración sísmica se basan en un modelo de sísmico uniforme. La probabilidad de que el coeficiente no será superado en una ubicación determinada durante un período de 50 años 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 una decisión arbitraria adoptada por motivos de conveniencia, 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; este evento se

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

denomina sismo de diseño. En todo el territorio de Estados Unidos existe una probabilidad finita de que ocurran sismos más severos que los implícitos en estos coeficientes de aceleración. Los sismos con períodos de recurrencia de alrededor de 2500 años algunas veces se denominan "sismos máximos probables."

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.

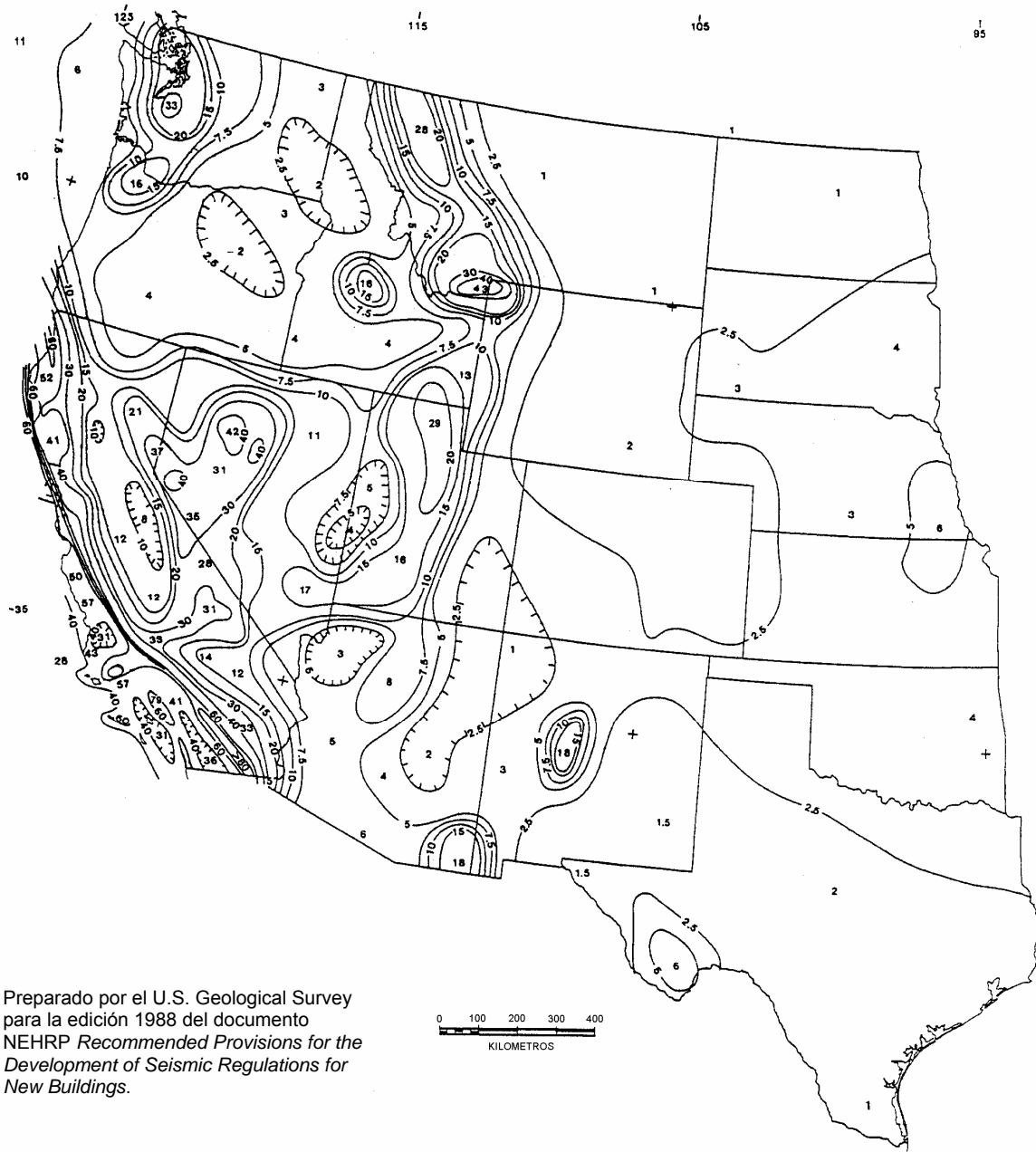


Figura 3.10.2-1 – Coeficiente de aceleración para los estados ubicados al oeste de la longitud 95°

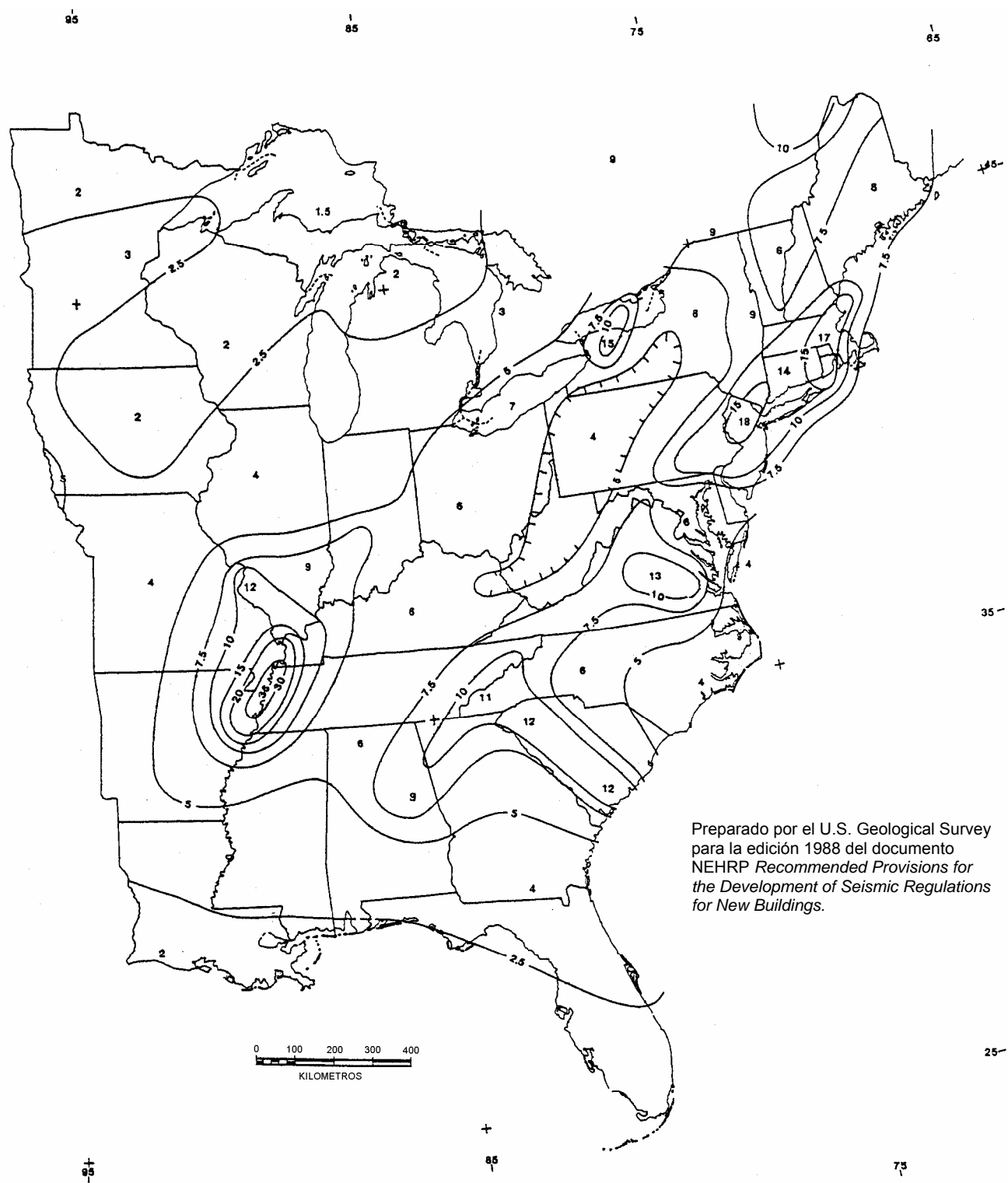


Figura 3.10.2-2 – Coeficiente de aceleración para los estados ubicados al este de la longitud 95°

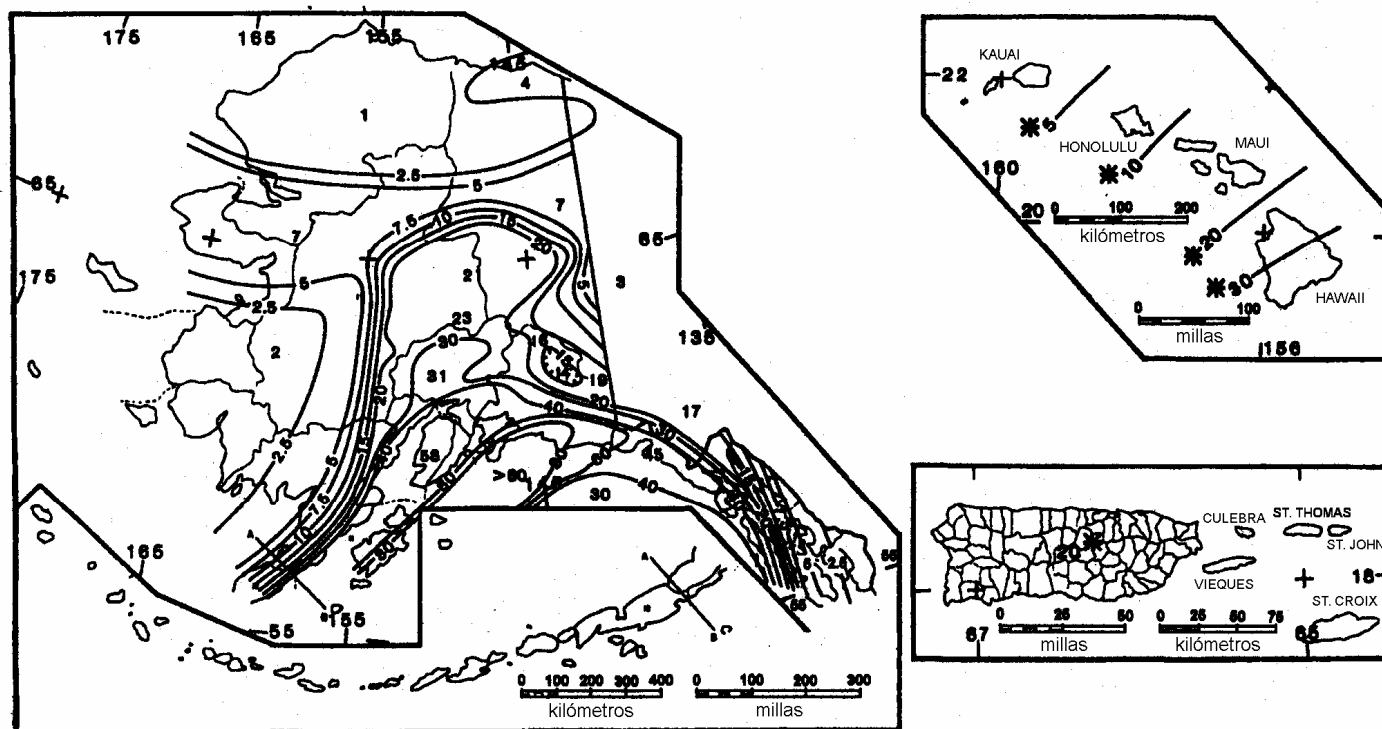


Figura 3.10.2-3 – Coeficiente de aceleración para Alaska, Hawai y Puerto Rico

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 deberán clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia:

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

Al realizar la clasificación se deberán considerar requisitos sociales y de supervivencia, además de requisitos de seguridad y defensa. Para clasificar un puente se deberían considerar los potenciales cambios 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.

C3.10.3

En general, los puentes esenciales son aquellos que deberían, como mínimo, permanecer 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 utilizados 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 utilizan 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.

Tabla 3.10.4-1 – Zonas Sísmicas

Coefficiente 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
<i>S</i>	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 como para poder 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 deberá considerar Tipo I se está compuesto por:

- Roca de cualquier tipo, ya sea de naturaleza esquistosa o cristalina, o
- Suelos rígidos donde 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

C3.10.5.1

Los efectos del sitio de emplazamiento sobre la respuesta estructural dependen de las condiciones del suelo. En estas Especificaciones se utilizan cuatro perfiles de suelo para definir un coeficiente de sitio que se aplica 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.

suelos no cohesivos profundos donde 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.

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:

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

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.

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 empleando la aceleración del terreno A para calcular C_{sm} y graficando el resultado en función del 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.

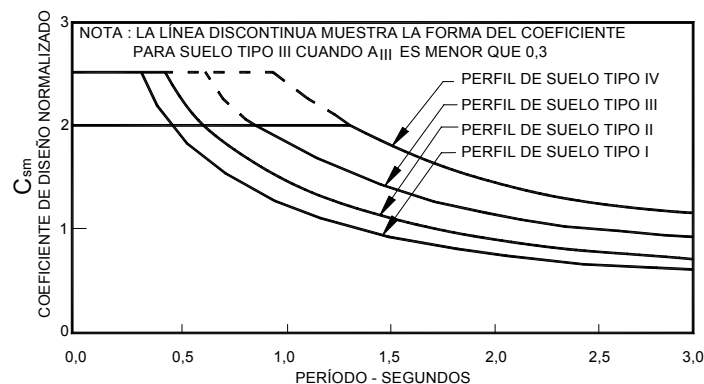


Figura C3.10.6.1-1 – Coeficientes de respuesta sísmica para diferentes perfiles de suelo, normalizados respecto del coeficiente de aceleración "A"

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 uno de los modos relevantes.

Para ilustrar la relación entre el período, C_{sm} , y las fuerzas sísmicas cuasi-estáticas, $P_e(X)$, se utiliza la

discusión del método unimodal incluida en el comentario del Artículo 4.7.4.3.2. En el método unimodal la estructura se analiza para estas fuerzas sísmicas. En el método multimodal la estructura se analiza para varias fuerzas sísmicas, cada una de ellas correspondiente al período y forma modal de uno de los modos fundamentales de vibración, y los resultados se combinan utilizando métodos aceptables, como por ejemplo el método de la raíz cuadrada de los cuadrados medios.

3.10.6.2 Excepciones

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

Para los perfiles de suelo Tipo III y IV, y para los 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:

$$C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}} \quad (3.10.6.2-2)$$

3.10.7 Factores de Modificación de Respuesta

3.10.7.1 Requisitos Generales

Para poder 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 especificado, 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 las 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 las uniones conectan según lo especificado en el Artículo 3.10.9.4.3.

C3.10.7.1

Estas Especificaciones reconocen que no resulta económico diseñar un puente 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 factor R correspondiente.

Para preservar la integridad del puente bajo estas cargas extremas, los factores R correspondientes a uniones son menores que los correspondientes a 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 transmiten fuerzas de una parte de la estructura a otra incluyen, aunque no se limitan a, los 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 utilizan solamente en

Si se utiliza 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.

la dirección restringida. En general, las fuerzas determinadas en base a la rotulación plástica serán menores que las obtenidas usando la Tabla 2, lo cual permite lograr un diseño más económico.

Tabla 3.10.7.1-1 Factores de Modificación de Respuesta – Subestructuras

Subestructura	Categoría según la importancia del puente		
	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 individuales	1,5	2,0	3,0
Caballote de pilotes de acero o de 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
Uniones superestructura-estribo	0,8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	0,8
Uniones entre columnas, pilares o caballetes de pilotes y vigas cabeceras o la superestructura	1,0
Uniones entre columnas o pilares y las 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 apropiado.

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.

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 apropiado.

3.10.8 Combinación de Solicitaciones Sísmicas

Las solicitaciones sísmicas elásticas según cada uno de los ejes principales de un componente obtenidas mediante

C3.10.8

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 la primera dirección perpendicular.

Si las fuerzas en las uniones de las fundaciones y/o columnas se determinan a partir de la 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, las "fuerzas en las uniones de columnas" se deberán tomar como el corte y el momento, calculados en base a la rotulación plástica. La carga axial se deberá tomar como la que resulta de 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 tal como se especifica en el Artículo 3.10.7.2, si se utilizan las solicitaciones resultantes de la rotulación plástica esta excepción se aplicará a la dirección débil del pilar; para la dirección resistente del pilar se deberán utilizar los casos de carga combinados especificados.

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

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 en 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 de 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 1

Para puentes en Zona Sísmica 1, siempre que el

C3.10.9.1

Este artículo se refiere a solicitaciones transmitidas de la superestructura a la subestructura. Los estribos de los puentes multitrAMO (pero no los de los puentes de un solo tramo) y los 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 por estas Especificaciones; en esta área el Ingeniero debería utilizar su criterio profesional

C3.10.9.2

Estos requisitos surgen porque, tal como se especifica

coeficiente de aceleración sea menor que 0,025 y el perfil de suelo sea Tipo I o Tipo II, la fuerza de diseño horizontal en las direcciones restringidas de una unión se deberá tomar mayor o igual que 0,1 veces la reacción vertical debida a la carga permanente tributaria y las sobrecargas tributarias que se supone existirán durante un sismo.

Para todos los demás sitios ubicados en Zona Sísmica 1, la fuerza de diseño horizontal en las direcciones restringidas de una unión se deberá tomar mayor o igual que 0,2 veces la reacción vertical debida a la carga permanente tributaria y las sobrecargas tributarias que se supone existirán durante un sismo.

Para cada segmento ininterrumpido de una superestructura, la carga permanente tributaria en la línea de apoyos fijos, utilizada para determinar la fuerza de diseño longitudinal para una unión, deberá ser igual a la carga permanente total del segmento.

Si cada uno de los apoyos que soporta un segmento ininterrumpido o un tramo simplemente apoyado está restringido en su dirección transversal, la carga permanente tributaria utilizada para determinar la fuerza de diseño para la unión deberá ser la reacción ante la carga permanente en dicho apoyo.

Todos los apoyos elastoméricos y sus conexiones a la mampostería y placas de fundación se deberán diseñar para resistir las fuerzas sísmicas de diseño horizontales transmitidas a través del apoyo. Para todos los puentes ubicados en Zona Sísmica 1 y los puentes de un solo tramo, estas fuerzas de corte sísmico deberán ser mayores o iguales que la fuerza en la unión aquí especificada.

3.10.9.3 Zona Sísmica 2

Las estructuras ubicadas en Zona Sísmica 2 se deberán analizar de acuerdo con los requisitos mínimos especificados en los Artículos 4.7.4.1 y 4.7.4.3.

Excepto para las fundaciones, las fuerzas sísmicas de diseño para todos los componentes, incluyendo los caballetes de pilotes y los muros de sostenimiento, se deberán determinar dividiendo las fuerzas sísmicas elásticas, obtenidas del Artículo 3.10.8, por el factor de modificación de respuesta adecuado, R , especificado en la Tabla 3.10.7.1-1.

Excepto para los caballetes de pilotes y los muros de sostenimiento, las fuerzas sísmicas de diseño para las fundaciones se deberán determinar dividiendo las fuerzas sísmicas elásticas, obtenidas del Artículo 3.10.8, por la mitad del factor de modificación de respuesta, R , de la Tabla 3.10.7.1-1, correspondiente al componente de la subestructura al cual están unidas. El valor $R/2$ no se deberá adoptar menor que 1,0.

Si una carga grupal diferente a la correspondiente a EVENTO EXTREMO I especificada en la Tabla 3.4.1-1

en el Artículo 4.7.4, para los puentes ubicados en Zona Sísmica 1 generalmente no se requiere un análisis sísmico. Estos valores por defecto se utilizan como si fueran fuerzas de diseño mínimas, en reemplazo de un análisis más riguroso. El límite establecido para la Zona Sísmica 1 en correspondencia con un coeficiente de aceleración de 0,025 para sitios en los cuales las condiciones del suelo son favorables fue una decisión arbitraria cuya intención es aliviar el trabajo en las regiones del país en las cuales la sismicidad es muy baja.

Si todos los apoyos que soportan un segmento continuo o un tramo simplemente apoyado son apoyos elastoméricos, debido a la flexibilidad de los apoyos no existen direcciones restringidas.

La magnitud de la sobrecarga que se supone existirá en el momento del sismo debería ser consistente con el valor de γ_{eq} utilizado junto con la Tabla 3.4.1-1.

C3.10.9.3

Este artículo especifica las fuerzas de diseño para las fundaciones, incluyendo las zapatas, cabezales de pilotes y pilotes. Estas fuerzas de diseño son esencialmente igual al doble de las fuerzas sísmicas de diseño utilizadas para columnas. En general este enfoque dará resultados conservadores y fue adoptado con el objetivo de simplificar el procedimiento de diseño utilizado para puentes ubicados en Zona Sísmica 2. Sin embargo, si las fuerzas sísmicas no determinan el diseño de las columnas y pilas, existe la posibilidad de que durante un sismo las fundaciones estén sujetas a fuerzas mayores que las fuerzas de diseño. Por ejemplo, esto puede ocurrir debido a una sobrerresistencia accidental de las columnas que puede exceder la capacidad de las fundaciones. Este efecto se puede estimar utilizando factores de sobrerresistencia de 1,3 para columnas de hormigón armado y de 1,25 para columnas de acero. También es posible que, incluso en algunos casos en los cuales las cargas sísmicas son las que determinan el diseño, la resistencia al corte de las columnas sea insuficiente para permitir el desarrollo de un

determina el diseño de las columnas, se deberá considerar la posibilidad de que, debido a la posible sobrerresistencia de las columnas, las fuerzas sísmicas transmitidas a las fundaciones pueden ser mayores que las calculadas utilizando el procedimiento arriba especificado.

mecanismo flexional dúctil, y permita en cambio la ocurrencia de una falla frágil por corte. También esta situación se debe a la potencial sobrerresistencia en la capacidad flexional de las columnas y posiblemente se podría evitar aumentando arbitrariamente el corte de diseño de las columnas aplicando el factor de sobrerresistencia antes mencionado.

Se ha debatido ampliamente sobre el grado de conservadurismo del diseño de las fundaciones y columnas ubicadas en Zona Sísmica 2 realizado en base al procedimiento simplificado indicado en el presente artículo (*Gajer y Wagh* 1994). En vista de ello, para los puentes críticos o esenciales en Zona Sísmica 2 se recomienda considerar el uso de las fuerzas especificadas en el Artículo 3.10.9.4.3f correspondientes a fundaciones en Zonas Sísmicas 3 y 4. Con las fuerzas sísmicas de diseño especificadas para las fundaciones se han de utilizar las resistencias últimas del suelo y los pilotes.

3.10.9.4 Zonas Sísmicas 3 y 4

3.10.9.4.1 Requisitos Generales

Las estructuras ubicadas en Zonas Sísmicas 3 y 4 se deberán analizar de acuerdo con los requisitos mínimos especificados en los Artículos 4.7.4.1 y 4.7.4.3.

Las fuerzas de diseño para cada componente se deberán tomar como las menores de las determinadas utilizando:

- los requisitos del Artículo 3.10.9.4.2; o
- los requisitos del Artículo 3.10.9.4.3,

para todos los componentes de una columna, caballete de columnas y sus fundaciones y conexiones

3.10.9.4.2 Fuerzas de Diseño Modificadas

Las fuerzas de diseño modificadas se deberán determinar como se especifica en el Artículo 3.10.9.3, excepto que para las fundaciones el factor R se deberá tomar igual a 1,0.

3.10.9.4.3 Fuerzas de Rotulación Inelástica

3.10.9.4.3a Requisitos Generales

Si la rotulación inelástica se invoca como una base para el diseño sismorresistente, una vez que el diseño preliminar haya sido completado se deberán calcular las solicitaciones resultantes de la formación de rótulas plásticas en la parte superior y/o inferior de la columna utilizando las fuerzas de diseño modificadas especificadas en el Artículo

C3.10.9.4.1

En general, las fuerzas de diseño obtenidas mediante un análisis de rotulación inelástica y los factores R serán menores que las obtenidas mediante un análisis elástico. Sin embargo, en el caso de una columna arquitectónicamente sobredimensionada, las fuerzas obtenidas de un análisis de rotulación inelástica pueden ser mayores que las fuerzas elásticas, en cuyo caso las fuerzas elásticas se pueden utilizar para dicha columna, caballete de columnas y sus conexiones y fundaciones.

C3.10.9.4.2

El daño aceptable se limita a la formación de rótulas plásticas en las columnas. Por lo tanto, las fundaciones deberían permanecer en su rango elástico. Es por este motivo que el factor R se adopta igual a 1,0.

C3.10.9.4.3a

En virtud del Artículo 3.10.9.4.2, si la rotulación inelástica no se invoca como una base para el diseño sismorresistente, se especifican fuerzas de diseño conservadoras alternativas.

En la mayoría de los casos las máximas solicitaciones sobre las fundaciones estarán limitadas por la máxima

3.10.9.4.2 como las cargas sísmicas. Luego las fuerzas incidentales resultantes de la rotulación plástica se deberán utilizar para determinar las fuerzas de diseño para la mayoría de los componentes tal como se especifica en el presente documento. Los procedimientos para calcular estas fuerzas incidentales para columnas individuales y soportes y caballetes con dos o más columnas se deberán tomar como se especifica en los artículos siguientes.

Se deberá verificar que se formen rótulas plásticas antes que se produzcan otros tipos de fallas debidas a sobretensiones o la inestabilidad de la estructura y/o las fundaciones. Sólo se deberá permitir que se formen rótulas plásticas en ubicaciones en las cuales las rótulas puedan ser fácilmente inspeccionadas y/o reparadas. La resistencia a la flexión inelástica de los componentes de la subestructura se deberá determinar de acuerdo con los requisitos de las Secciones 5 y 6.

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 a la flexión inelástica de diseño de la columna, utilizando 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.

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. Utilizar 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 EQ como la máxima carga axial elástica para la columna de las fuerzas sísmicas determinadas de acuerdo con el Artículo 3.10.8.
- Paso 2 – Usando la sobrerresistencia al momento de la columna calcular la correspondiente fuerza de corte de la columna. En el caso de las columnas acampanadas este cálculo se deberá realizar usando las sobrerresistencias 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

fuerza horizontal que es capaz de desarrollar una columna. En estas circunstancias, se justifica el uso de una fuerza menor (una fuerza menor que la especificada en el Artículo 3.10.9.4.2) con la cual se debería obtener un diseño más económico para las fundaciones.

Ver también el Apéndice B3.

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 la resistencia, es decir una sobrerresistencia. Por lo tanto, en el contexto de las presentes Especificaciones, el término "sobrerresistencia al momento" implica un factor de resistencia.

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 utilizar 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 – Las fuerzas determinadas utilizando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, tomando la carga axial sísmica máxima y mínima no reducida del Artículo 3.10.8 como EQ .
- Momentos – Los momentos calculados en el Paso 1.
- Fuerza de corte – La fuerza calculada en el Paso 2.

3.10.9.4.3c Pilares con Dos o Más Columnas

C3.10.9.4.3c

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 en el caso de las columnas individuales indicado en el Artículo 3.10.9.4.3b. 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. Utilizar 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 el pilar. Si hay un muro de altura parcial entre las columnas, la altura efectiva de las columnas 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 pilotes, para calcular la fuerza de corte se deberá usar la longitud de pilote sobre la línea de lodo.
- Paso 3 – Aplicar la fuerza de corte del caballete en

Ver el Artículo C3.10.9.4.3b.

el centro de masa de la superestructura encima de la pila y determinar las fuerzas axiales en las columnas debidas al 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, utilizar 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 máximas y mínimas determinadas usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, tomando EQ como la carga axial determinada usando la iteración final del Paso 3 y tratada como positiva y negativa.
- 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, observando los requisitos del Paso 2 anterior.

3.10.9.4.3d *Fuerzas de Diseño para Caballetes de Pilotes y Columnas*

Las fuerzas de diseño para caballetes de pilotes y columnas 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 máximas y mínimas 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 .

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 el valor máximo o el valor mínimo de las fuerzas de diseño no reducidas o bien 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 las columnas.

Si se realiza un análisis de rotulación plástica, estos momentos y fuerzas de corte son las máximas fuerzas que

- Momentos – Los momentos de diseño modificados determinados para la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I.
- Corte – El menor de los siguientes: el valor de diseño elástico determinado 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 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, tal como se especifican en la Sección 5. Si en la dirección débil se utilizan 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.

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

se pueden desarrollar y, por lo tanto, no se aplican las combinaciones de cargas direccionales especificadas en el 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 para determinar las fuerzas de diseño reducidas se utiliza un factor R bajo, igual a 2, 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.

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 debe 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.

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 del tramo o parte más liviana de la estructura adyacente .

Si el sujetador está ubicado en un punto diseñado de manera tal que durante un movimiento sísmico allí se producirá un 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 pilar en vez de disponerlo interconectando tramos adyacentes.

En lugar de sujetadores se pueden diseñar y utilizar unidades de transmisión de impacto (STU) ya sea para la fuerza elástica calculada en el Artículo 4.7 o bien para las máximas solicitaciones 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 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

C3.10.10

Cualquier puente o puente parcialmente construido que

La opción de utilizar un coeficiente de aceleración

se anticipa será temporario durante más de cinco años se deberá diseñar utilizando los requisitos correspondientes a estructuras permanentes, no los requisitos de este Artículo.

El requisito que establece que un sismo no deberá provocar el colapso total o parcial del puente, tal como lo establece 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 fallas activas 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 incrementar 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 mínimo ancho de asiento del Artículo 4.7.4.4 se aplicarán a todos los puentes temporarios y construcciones por etapas.

reducido se incluye para reflejar que el período de exposición es limitado.

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

3.11.1 Requisitos Generales

El empuje del suelo se deberá considerar función de los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo,
- Contenido de agua,
- Características de fluencia lenta del suelo,
- Grado de compactación,
- Ubicación del nivel freático,
- Interacción suelo-estructura,
- Cantidad de sobrecarga,
- Efectos sísmicos,
- Pendiente del relleno, e
- Inclinación del muro.

C3.11.1

Los muros que pueden tolerar muy poco o ningún movimiento se deberían diseñar para el empuje en reposo. Los muros que se pueden mover alejándose de la masa de suelo se deberían diseñar para empujes intermedios entre la condición activa y en reposo, dependiendo de la magnitud de los movimientos admisibles. El movimiento requerido para llegar al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo depende 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)

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

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. 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 disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración de acuerdo con la Sección 11. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

Debido a su sensibilidad frente a los ciclos de contracción y expansión, humedecimiento y secado, y grado de saturación, la evaluación de las tensiones inducidas por los suelos cohesivos es altamente incierta. Es posible que se formen fisuras por tracción, las cuales alterarían considerablemente las hipótesis adoptadas para estimar las tensiones. Se recomienda proceder con precaución al determinar los empujes laterales del suelo asumiendo las condiciones más desfavorables. Siempre que sea posible se debería evitar el uso de suelos cohesivos u otros suelos de grano fino como relleno.

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).

Bajo condiciones de tensión próximas al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo, los suelos cohesivos indicados en la Tabla C1 sufren fluencia lenta continua, 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 o desconocidos sería utilizar el empuje en reposo basado en la resistencia residual del suelo.

3.11.2 Compactación

Si se anticipa que habrá compactación mecánica dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro, tomando esta altura como la diferencia de cotas entre los puntos donde la superficie terminada interseca el respaldo

C3.11.2

Los empujes inducidos por la compactación del suelo se pueden estimar empleando los procedimientos descritos por Clough y Duncan (1991). Cuanto más pesados sean los equipos usados para compactar el relleno, y cuanto más

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 utilizar 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. Para determinar los empujes laterales totales que actúan sobre el muro se deberán sumar las presiones del agua intersticial a las tensiones efectivas horizontales.

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.

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 utilizando exclusivamente 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

En la Figura C1 se ilustra el efecto de la presión adicional provocada por el nivel freático.

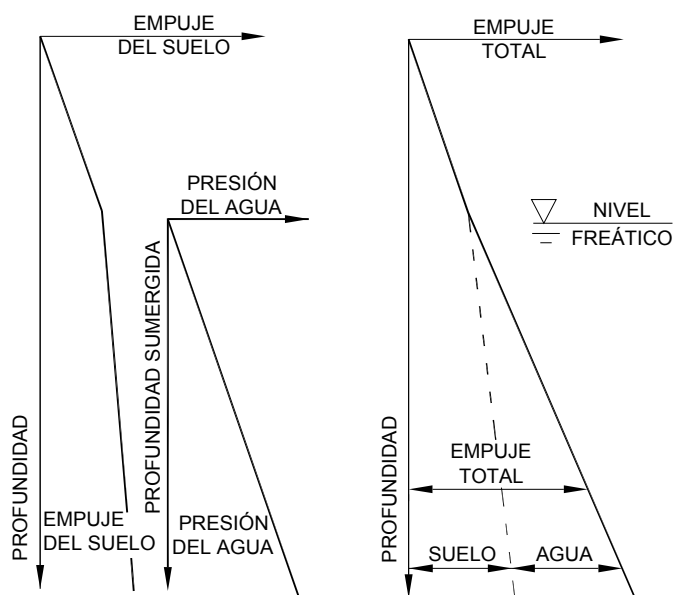


Figura C3.11.3-1 – Efecto del nivel freático

Se debería evitar que se desarrollen presiones hidrostáticas sobre los muros, utilizando 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.

C3.11.4

En el apéndice de la Sección 11 se presenta el método de Mononobe-Okabe para determinar presiones 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.

3.11.5 Empuje del Suelo: *EH*

3.11.5.1 Empuje Lateral del Suelo

C3.11.5.1

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

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

donde:

p = empuje lateral 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 del suelo debajo de la superficie (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 $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

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 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, para que la masa de suelo alcance el estado de empuje activo, el relleno detrás del muro se debe deslizar, moviéndose hacia abajo sobre respaldo del muro. 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, Johansen et al.* 1972; *Sherif et al.* 1982). Estos muros no son representativos de los muros de gravedad típicamente utilizados en aplicaciones viales.

Para la mayoría de los muros de gravedad representativos de los que se utilizan 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 para los 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 suficientemente conservadora aún cuando el muro se pueda trasladar.

3.11.5.2 Coeficiente de Empuje Lateral 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:

OCR = relación de sobreconsolidación

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 una combinación de la deformación estructural del alma y la rotación de la fundación es suficiente para desarrollar condiciones activas.

En muchos casos no es posible conocer la relación de sobreconsolidación (OCR) con precisión suficiente para calcular k_o utilizando la Ecuación 2. En base a información proporcionada por Holtz y Kovacs (1981), en general, para las arenas levemente sobreconsolidadas ($OCR = 1$ a 2), k_o está comprendido entre $0,4$ y $0,6$. Para las arenas fuertemente sobreconsolidadas k_o puede ser del orden de $1,0$.

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. 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 disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración de acuerdo con la Sección 11. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

3.11.5.3 Coeficiente de Empuje Lateral Activo, k_a

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

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

donde:

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

y además:

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

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

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

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción interna (°)

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

Debido a su sensibilidad frente a los ciclos de contracción y expansión, humedecimiento y secado, y grado de saturación, la evaluación de las tensiones inducidas por los suelos cohesivos es altamente incierta. Es posible que se formen fisuras por tracción, las cuales alterarían considerablemente las hipótesis adoptadas para estimar las tensiones. Se recomienda proceder con precaución al determinar los empujes laterales del suelo asumiendo las condiciones más desfavorables. El Artículo C3.11.1 contiene lineamientos adicionales para estimar los empujes del suelo en suelos de grano fino. Siempre que sea 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 del suelo 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.

En el caso del muro en voladizo de la Figura C1b, el empuje del suelo se aplica sobre un plano que se extiende verticalmente a partir del 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 utilizan 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 de la Sección 11. En ningún caso se deberán usar arcillas altamente plásticas como relleno.

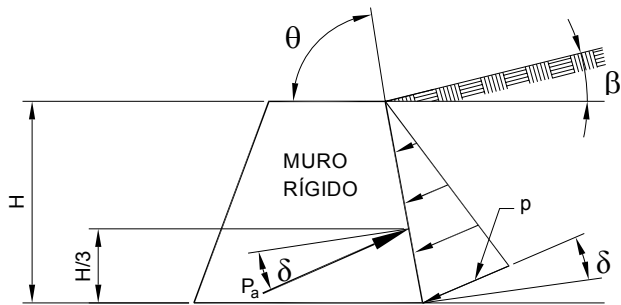


Figura 3.11.5.3-1 – Simbología para el empuje activo de Coulomb

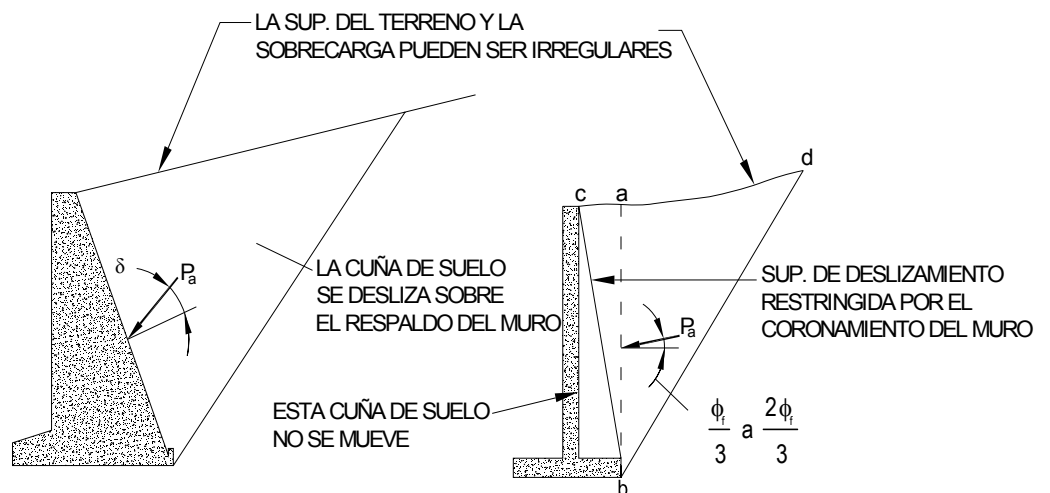
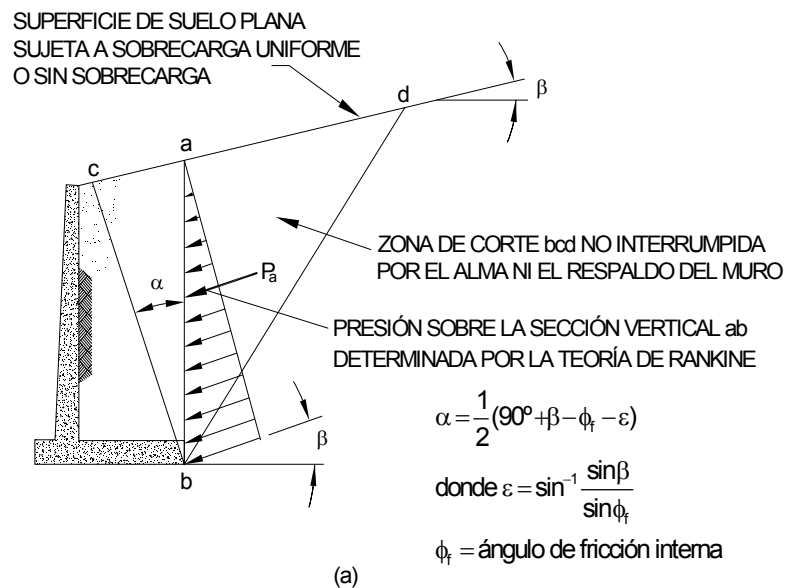


Figura C3.11.5.3-1 – Aplicación de las teorías de (a) Rankine) y (b) Coulomb para el diseño de muros de sostenimiento

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

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	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 rígida; arcilla limosa <p>Sobre estos materiales de fundación la mampostería 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 0,45</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, mezclas 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, mezclas 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 sobre 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

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 teoría de la cuña (por ejemplo, ver *Terzaghi et al.* 1996). Si se utiliza 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_c .

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)

C3.11.5.4

El movimiento requerido para movilizar el empuje pasivo es aproximadamente 10,0 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 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 imprecisas y no conservadoras para valores elevados del ángulo de fricción del muro.

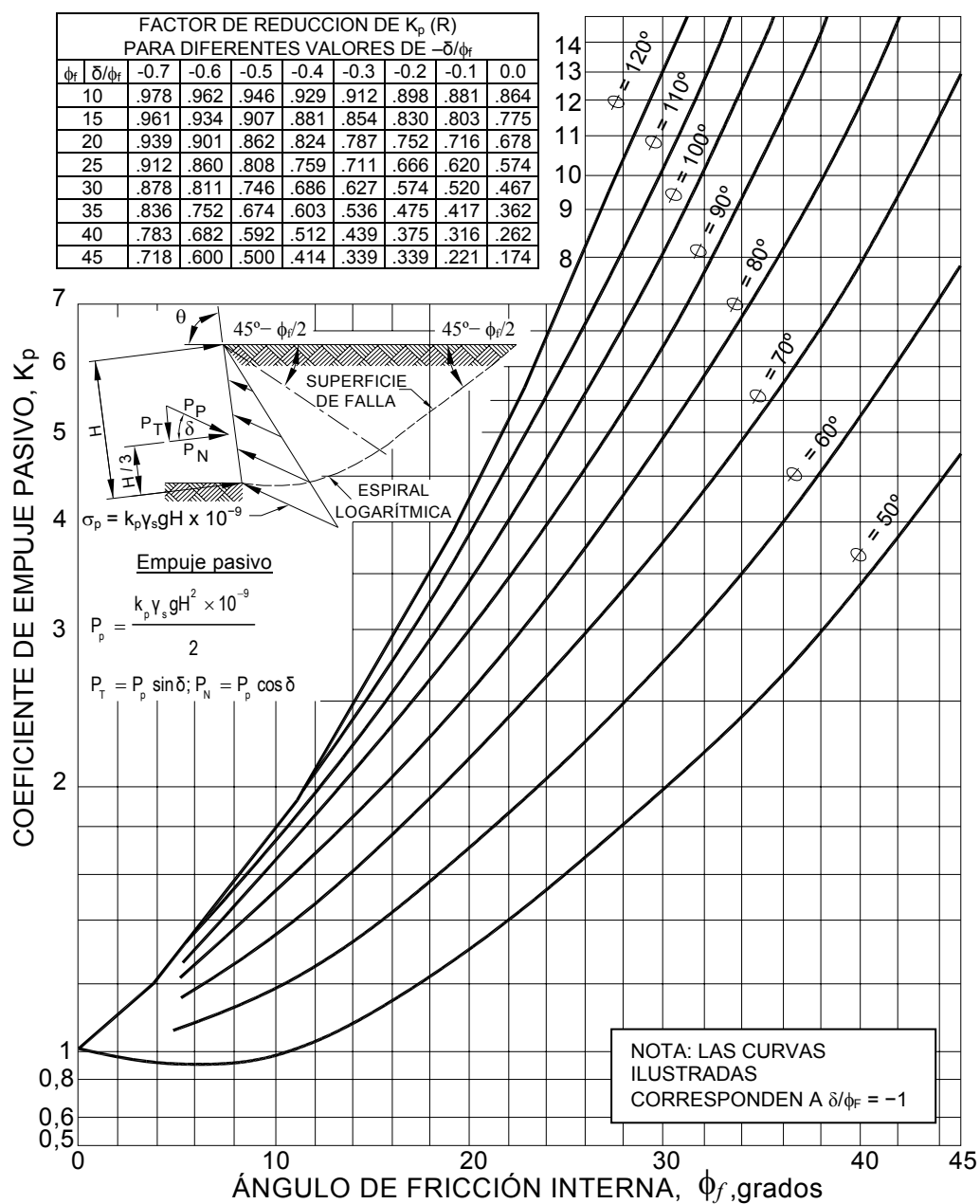


Figura 3.11.5.4-1 – Procedimientos de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (U.S. Department of the Navy 1982a)

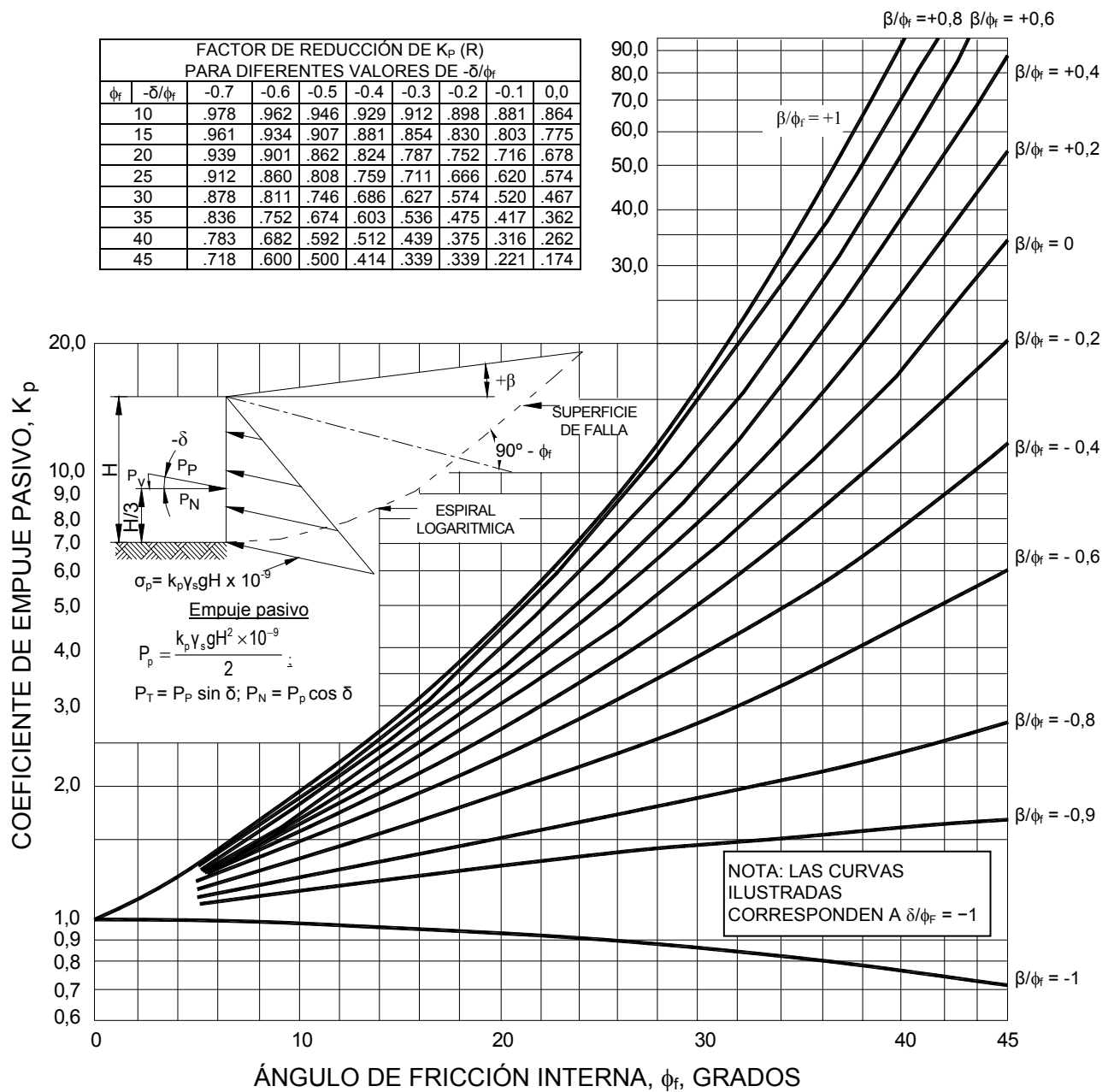


Figura 3.11.5.4-2 – Procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales con relleno de superficie inclinada (U.S. Department of the Navy 1982a)

3.11.5.5 Método del Fluido Equivalente para Estimar Empujes Laterales de Rankine

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

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

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

$$p = \gamma_{eq} g z \left(\times 10^{-9} \right) \quad (3.11.5.5-1)$$

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 utilizar 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 (°)

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:

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

C3.11.5.5

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

Se indican valores de las densidades de fluido 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 fluido 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 se trata de 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 a un plano vertical que se extiende a partir del 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 de 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.

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 $\gamma_{eq} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	Activo $\Delta/H = 1/240$ $\gamma_{eq} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	En reposo $\gamma_{eq} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	Activo $\Delta/H = 1/240$ $\gamma_{eq} \text{ (kg/m}^3\text{)}$
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

Para muros permanentes se pueden utilizar las distribuciones de empujes laterales simplificadas ilustradas en las Figuras 1 a 3. Si los muros soportan o son soportados por suelos cohesivos en aplicaciones temporarias, los muros se pueden diseñar en base a los métodos de análisis de tensiones totales utilizando parámetros de resistencia al corte en condición no drenada. Para este último caso se pueden utilizar 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) debería ser menor que 3 en la base del muro.
- El empuje activo del suelo no deberá ser menor que 0,25 veces 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, para determinar la resistencia pasiva se pueden utilizar las Figuras 1 y 2 y para determinar el empuje activo del suelo debido al suelo retenido se pueden utilizar las Figuras 4 y 5.

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

Para determinar 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.

En la Figura 5 se ignora una parte de la carga negativa en la parte superior del muro debida a la cohesión y se

C3.11.5.6

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 comparada 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 en el suelo delante 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, 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, 1964b) para pilotes verticales individuales empotrados en suelo cohesivo o no cohesivo, y asume que el elemento es vertical. El ancho efectivo para la resistencia pasiva igual a tres veces el ancho del elemento, $3b$, se debe a que el suelo se arquea y al corte lateral sobre las cuñas de roca resistente. El ancho máximo, $3b$, se puede utilizar cuando el material en el cual

debería considerar la presión hidrostática en una fisura por tracción, aunque ésta no se ilustra en la figura.

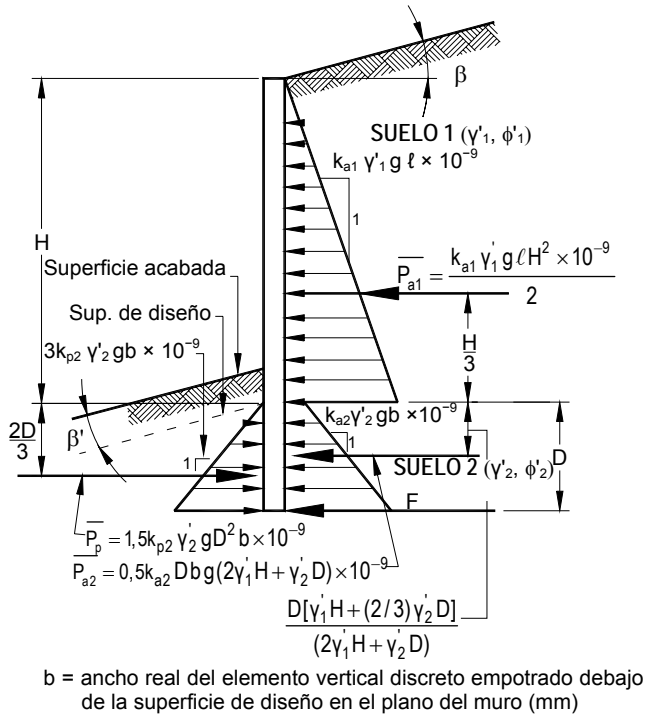


Figura 3.11.5.6-1 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo granular

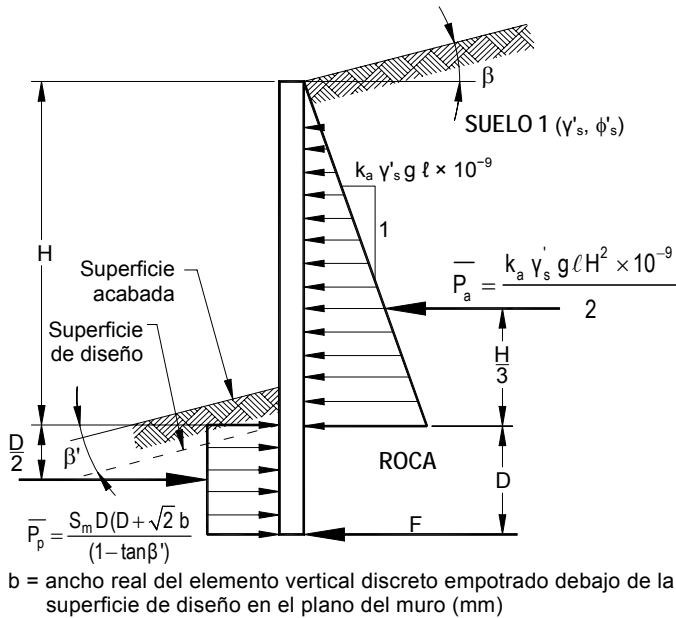


Figura 3.11.5.6-2 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en roca

está empotrado el elemento vertical no contiene discontinuidades que pudieran afectar la geometría de la falla. Este ancho se debería reducir si hay planos o zonas de debilidad que pudieran impedir 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 menor que 3, el suelo no se arqueará y para la resistencia pasiva se deberá utilizar un ancho efectivo igual al ancho real del muro. Si un elemento vertical está empotrado en roca, como en la Figura 2, se asume que la resistencia pasiva de la roca se desarrolla mediante 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° . Para la zona activa detrás del muro debajo de la superficie del terreno frente al muro, en todos los casos se asume que el empuje activo actúa en un ancho igual al ancho de un elemento vertical, b .

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

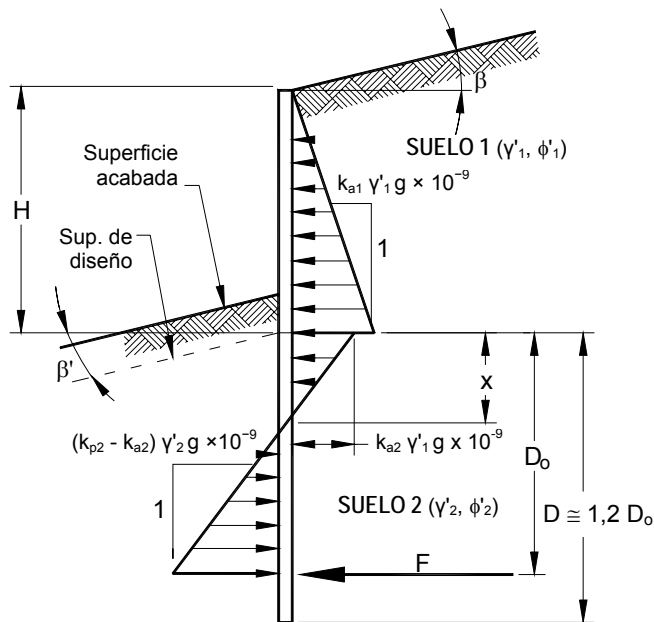
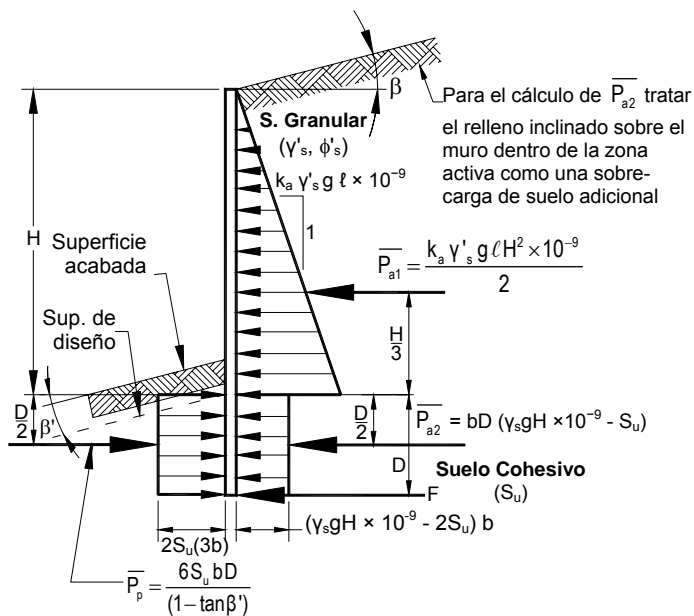
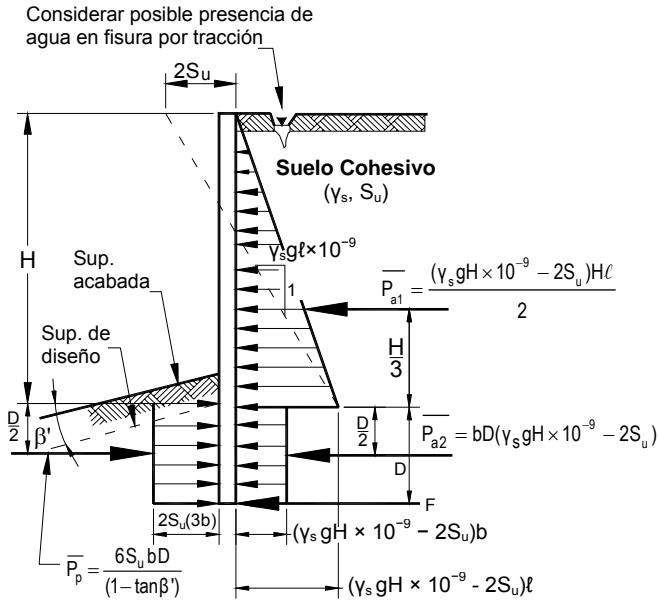


Figura 3.11.5.6-3 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo granular, modificadas de acuerdo con Teng (1962)



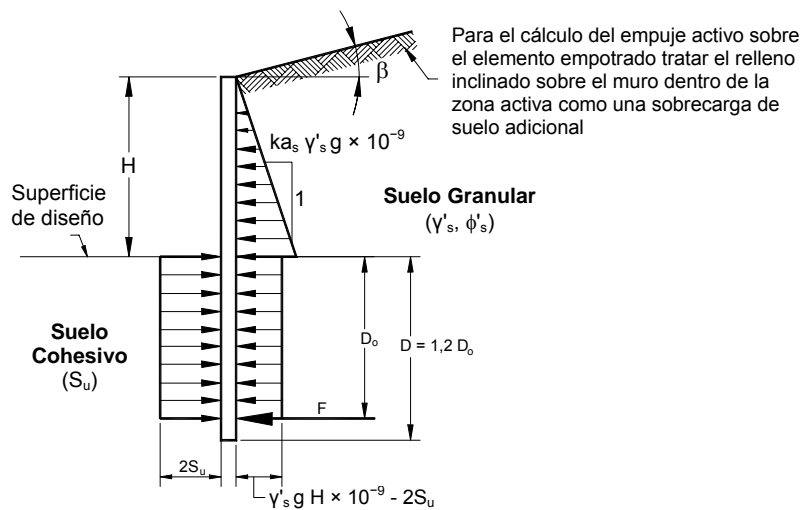
b = ancho real del elemento vertical discreto empotrado debajo de la superficie de diseño en el plano del muro (mm)

Figura 3.11.5.6-4 – 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



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

Figura 3.11.5.6-5 – 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



NOTA: Para muros empotrados en suelo granular ver la Figura 3.11.5.6-3 y utilizar la Figura 3.11.5.6-7 para suelo cohesivo retenido si corresponde.

Figura 3.11.5.6-6 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo granular, modificadas según Teng (1962)

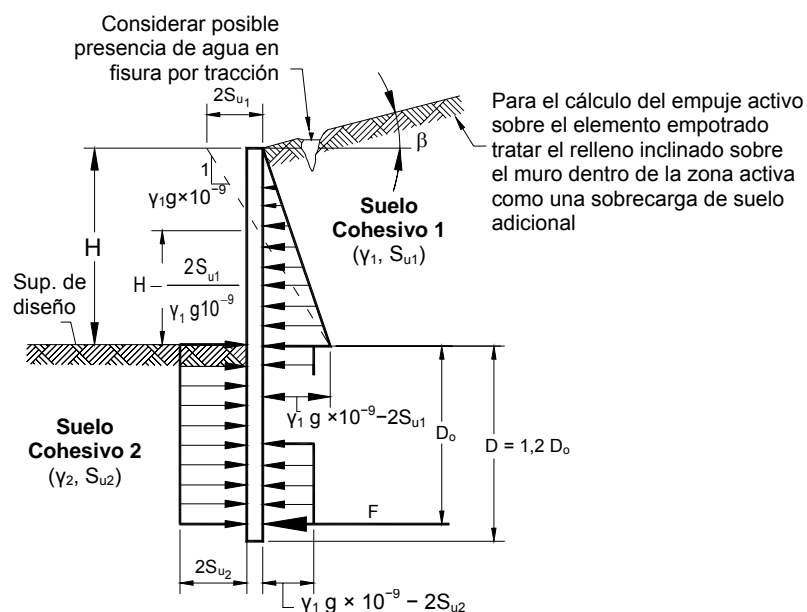


Figura 3.11.5.6-7 – Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo cohesivo, modificadas según Teng (1962)

3.11.5.7 Empujes Aparentes del Suelo para Muros Anclados

Para muros anclados contruidos 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 enterradas.

C3.11.5.7

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

Existen varios diagramas de distribución de empuje aparente habitualmente utilizados 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 la observación 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 confirmar que cerca de la parte superior del muro los empujes

laterales son mayores que los que se obtendrían aplicando las teorías clásicas de la mecánica de suelos. Esto se debe a la restricción provista por el nivel superior de anclajes, y a que en general el empuje se distribuye de manera uniforme en la altura.

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 utilizando la Figura 1, para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, p_a , se calcula de la siguiente manera:

Para muros con un solo nivel de anclajes:

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

Para muros con múltiples niveles de anclajes:

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

donde:

p_a = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)

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

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 anclaje ubicado a mayor altura (mm)

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

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

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

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

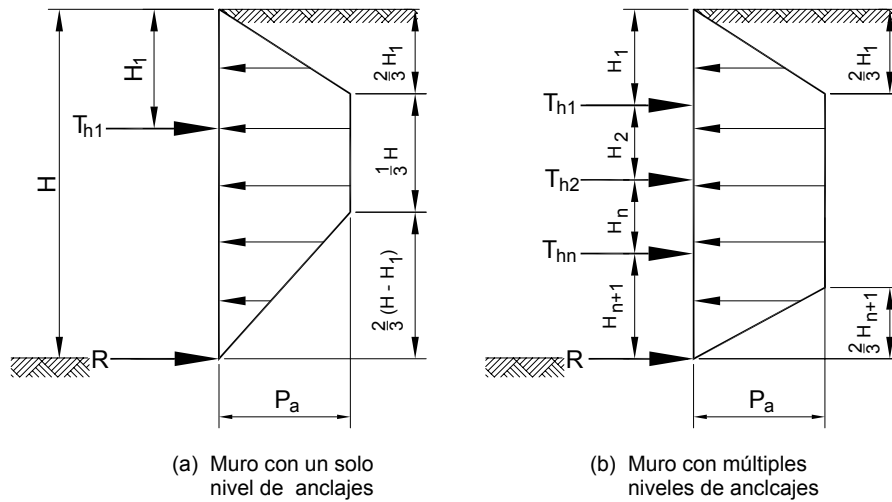


Figura 3.11.5.7.1-1 – Distribuciones del empuje aparente para muros anclados construidos de arriba hacia abajo en suelos no cohesivos

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 , el cual 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 utilizando la Figura 3.11.5.7.1-1, calculando la máxima ordenada del diagrama de empuje, p_a , 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)

C3.11.5.7.2a

La determinación de los empujes en suelos cohesivos descrita en el presente 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 utilizar $p_a = 0,3 \times 10^{-9} \gamma_s g H$ si los anclajes 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 $p_a = 0,4 \times 10^{-9} \gamma_s g H$.

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

H = profundidad total de excavación (mm)

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

Para muros anclados permanentes en suelos cohesivos de rígidos a duros se pueden utilizar 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 utilizar la distribución, permanente o temporaria, que provoque la máxima fuerza total.

En el caso de los muros temporarios la distribución del empuje aparente del suelo de la Figura 3.11.5.7.1-1 sólo se debería utilizar si se trata de excavaciones de duración breve y 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; además de las cargas permanentes también se deberían evaluar las cargas temporarias.

3.11.5.7.2b Suelos Blandos a Medianamente Rígidos

El empuje del suelo sobre muros temporarios o permanentes en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos ($N_s \geq 6$) se puede determinar utilizando la Figura 1, para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, p_a , 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/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

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

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)

C3.11.5.7.2b

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

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

H = profundidad total de excavación (mm)

d = profundidad de la superficie potencial de falla debajo de 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.

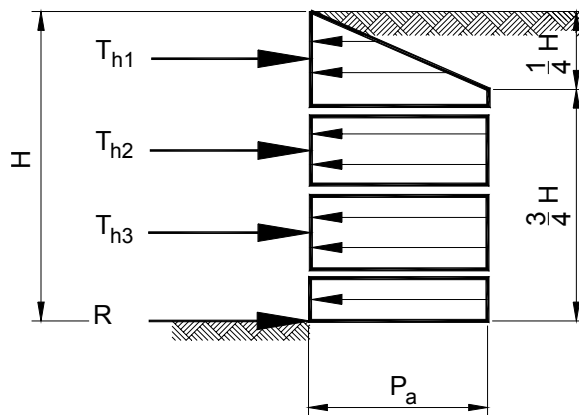


Figura 3.11.5.7.2b-1 – Distribución del empuje aparente del suelo para muros anclados construidos de arriba hacia abajo en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos

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)

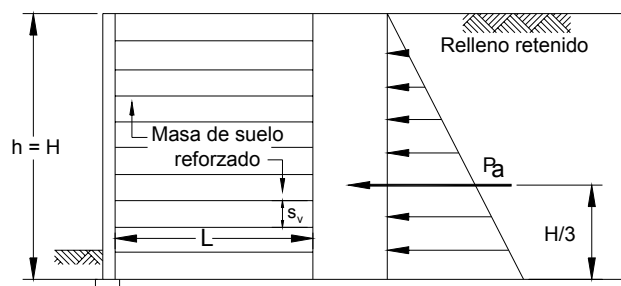


Figura 3.11.5.8.1-1 – Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente con relleno de superficie horizontal

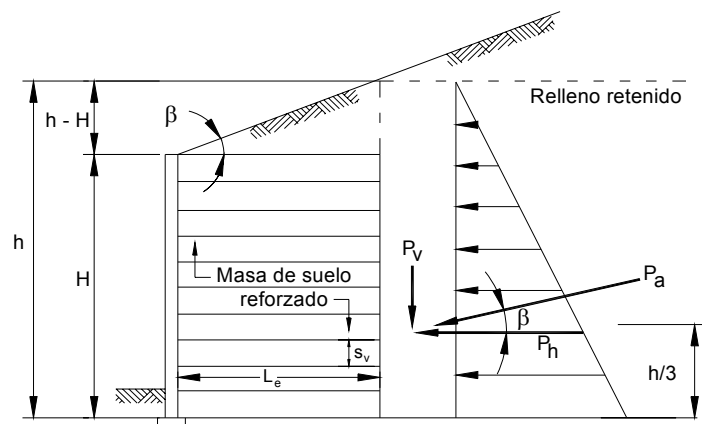


Figura 3.11.5.8.1-2 – Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente con relleno de superficie inclinada

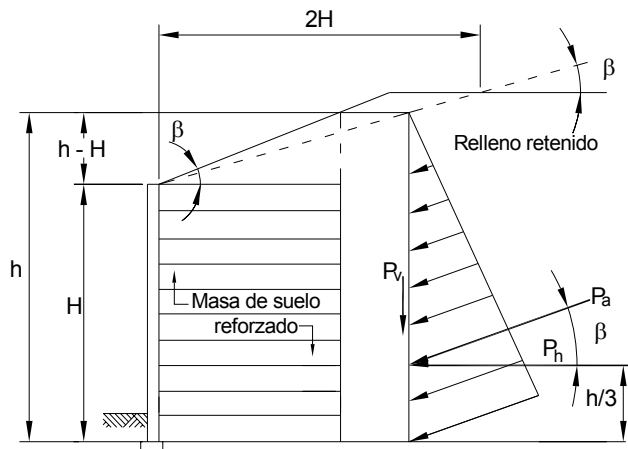


Figura 3.11.5.8.1-3 – Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente con relleno de superficie quebrada

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.

Para muros de tierra estabilizada mecánicamente η_i se deberá tomar igual a 1.

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 cargas en base al módulo de los refuerzos, a partir de 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 para el 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.

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 utilizando las distribuciones del empuje

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

del suelo presentadas en las Figuras 1 y 2. Si los paramentos de los módulos prefabricados forman una superficie irregular, escalonada, el empuje del suelo se deberá calcular sobre una superficie plana trazada desde la esquina posterior superior del módulo de más arriba hasta el talón posterior inferior del módulo ubicado más abajo utilizando la teoría de Coulomb.

estructuras de tierra estabilizada mecánicamente construidas con bloques o módulos en que los muros modulares prefabricados no contienen elementos para reforzar el suelo.

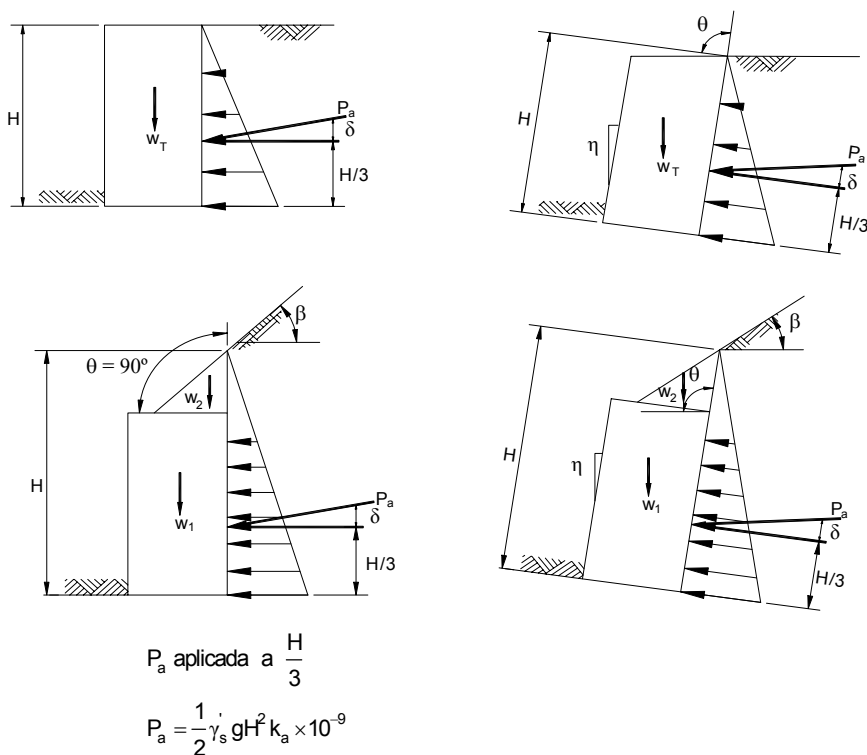


Figura 3.11.5.9-1 – Distribuciones del empuje del suelo para muros modulares prefabricados con paramentos continuos

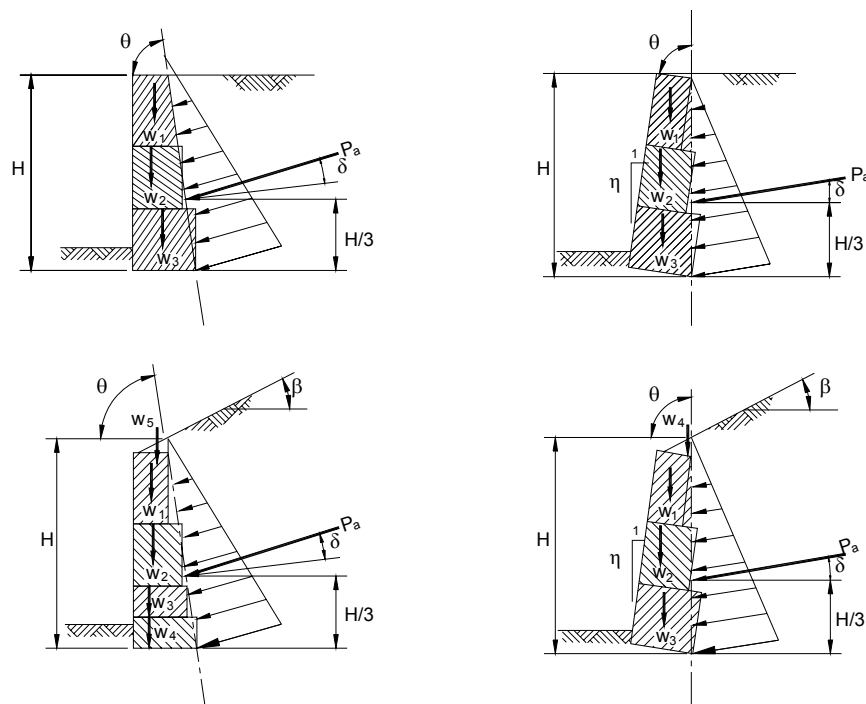


Figura 3.11.5.9-2 – Distribuciones del empuje del suelo para muros modulares prefabricados con paramentos irregulares

El valor de k_a utilizado 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 utilizar un valor de 34° . Caso contrario, al no contar con datos específicos, se deberá utilizar un ángulo de fricción máximo de 30° .

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

Para calcular k_a se deberían utilizar como máximo los ángulos de fricción de muros indicados 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 promedio (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

C3.11.6.1

Si la sobrecarga uniforme se debe a una carga de suelo

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 (MPa)

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

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 activo y pasivo extremos para diferentes tipos de relleno.

3.11.6.2 Cargas Puntuales, Lineales y de Faja (ES) - Muros Restringidos contra el Movimiento

El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una faja uniformemente cargada paralela al muro, Δ_{ph} , en MPa, se 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)

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 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 información adicional sobre la capacidad de movimiento de los muros.

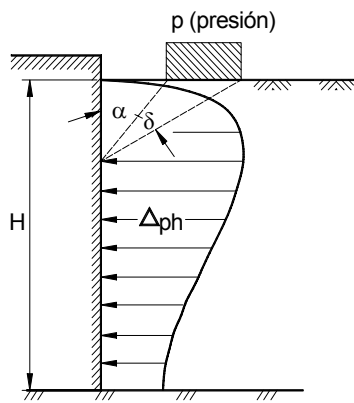


Figura 3.11.6.2-1 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una faja uniformemente cargada

El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga puntual, Δ_{ph} en MPa, 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 desde el paramento posterior del muro hasta el punto de aplicación de la carga (mm)

Y = distancia horizontal desde un punto en el 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)

ν = coeficiente de Poisson (adimensional)

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.

El coeficiente de Poisson para suelos 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.

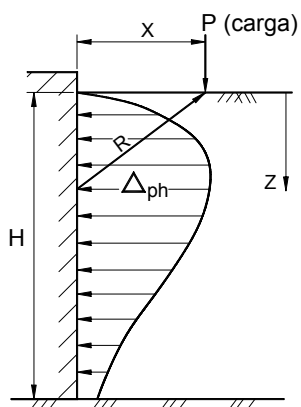


Figura 3.11.6.2-2 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga puntual

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

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

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.

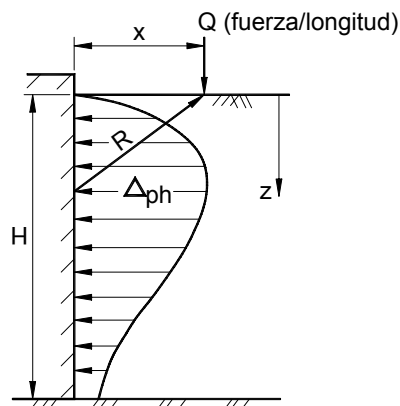


Figura 3.11.6.2-3 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga lineal infinitamente larga paralela al muro

El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga lineal de longitud finita perpendicular a un muro, Δ_{ph} , en MPa, 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:

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

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

y 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_2 = 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)

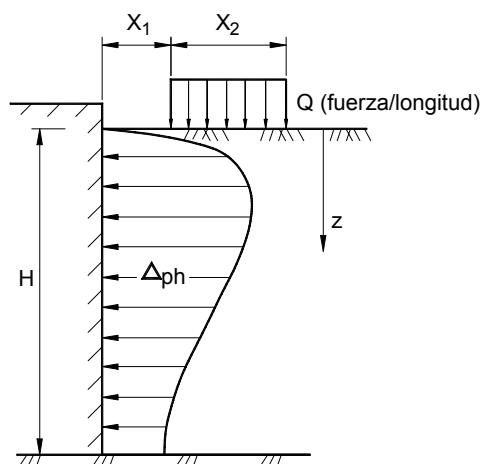


Figura 3.11.6.2-4 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga lineal de longitud finita perpendicular al muro

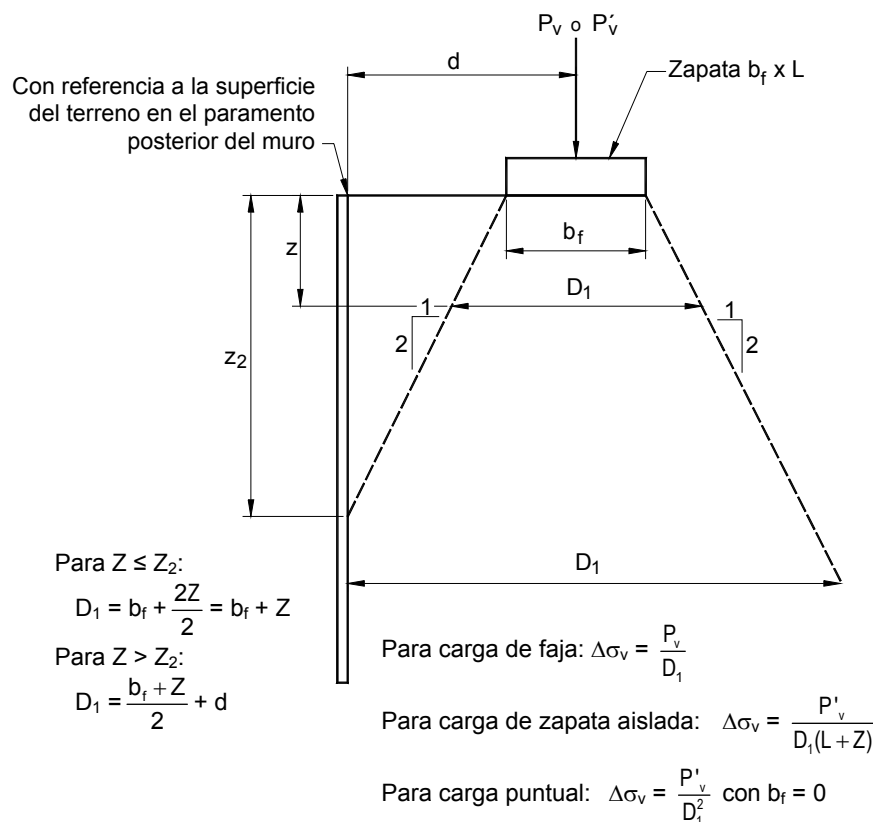
3.11.6.3 Cargas de Faja (ES) – Muros Flexibles

Las cargas permanentes concentradas se deberán incorporar al diseño para estabilidad interna y externa utilizando una distribución vertical uniforme simplificada, de 2 vertical en 1 horizontal, para determinar la componente vertical del empuje en función de la profundidad dentro de la masa de suelo reforzado, tal como se ilustra en la Figura 1. Las cargas concentradas horizontales que actúan en la parte superior del muro se deberán distribuir dentro de la masa de suelo reforzado como se especifica 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.

Para determinar el efecto de esta sobrecarga sobre la estabilidad externa, la tensión vertical distribuida detrás de la zona reforzada se deberá multiplicar por k_a . La tensión horizontal concentrada que se distribuye detrás del muro como se especifica en la Figura 2 no se deberá multiplicar por k_a .

C3.11.6.3

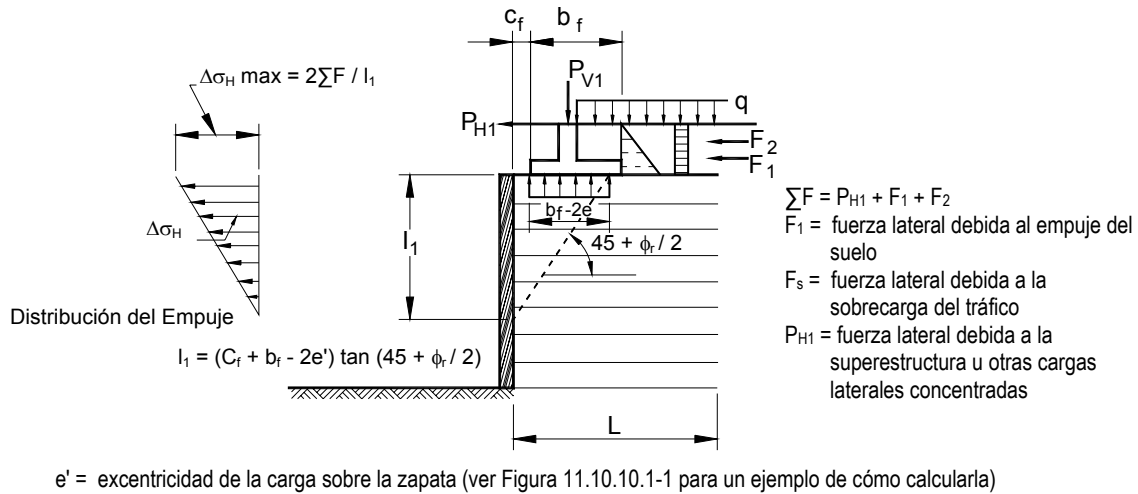
Las Figuras 1 y 2 se basan en la hipótesis de que el muro se puede mover lateralmente de manera relativamente libre (por ejemplo, muros de tierra estabilizada mecánicamente).



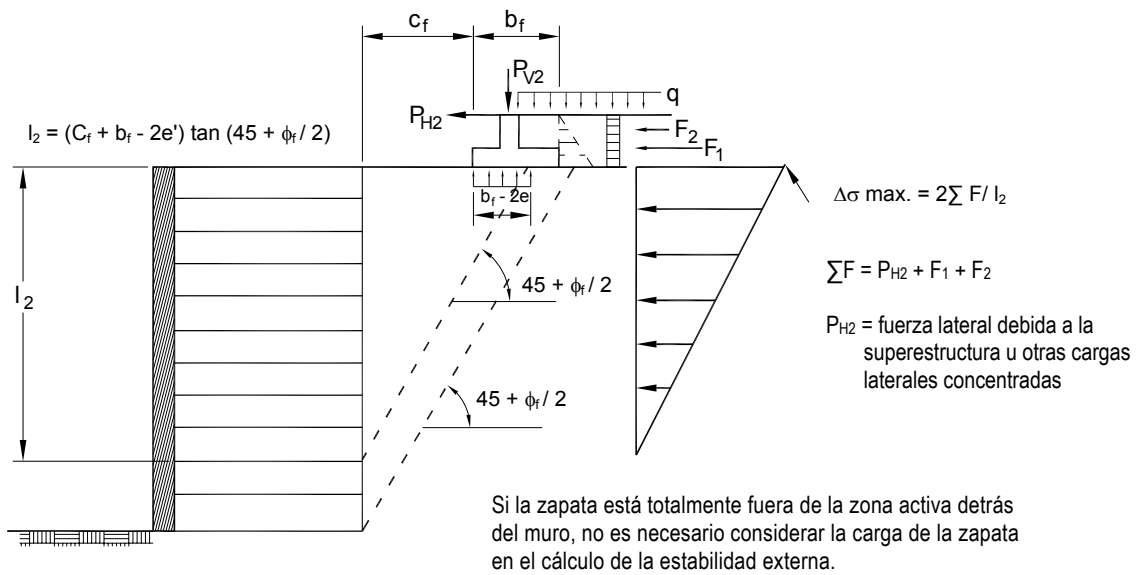
- Donde: D_1 = Ancho efectivo de la carga aplicada a cualquier profundidad, calculada como se indica en la figura
- b_f = Ancho de la carga aplicada. Para zapatas con carga excéntrica (por ejemplo, fundaciones de estribos de puentes) fijar b_f igual al ancho de zapata equivalente B' reduciéndolo en $2e'$, siendo e' la excentricidad de la carga en la zapata (es decir, $b_f - 2e'$)
- L = Longitud de la zapata
- P_v = Carga por pie 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, asumir que el mayor empuje vertical debido a la sobrecarga no afecta las tensiones utilizadas 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 del empuje debido a la carga concentrada vertical P_v para el cálculo de la estabilidad interna y externa



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

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

C3.11.6.4

Los valores de h_{eq} tabulados se determinaron evaluando la fuerza horizontal contra un estribo o muro debida a 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 basadas en el semiespacio elástico asumiendo las siguientes hipótesis:

especificar y/o a probar sobrecargas vivas adecuadas.

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

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

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

- Las cargas vehiculares se distribuyen a través de 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.
- En el proceso para igualar los momentos del muro resultantes de la solución elástica con el método de la sobrecarga equivalente se utilizó 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 k se toma como k_a , especificado en los Artículos 3.11.5.3, 3.11.5.6 y 3.11.5.7.

Los análisis utilizados para desarrollar las Tablas 1 y 2 se pueden consultar en Kim y Barker (1998).

Los valores de h_{eq} indicados en las Tablas 1 y 2 generalmente son mayores que la carga correspondiente a 610 mm de suelo tradicionalmente utilizada en las especificaciones AASHTO, pero son 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 los realizados por 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 de la parte 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.

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

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, en aquellos casos en los cuales el empuje del suelo podría reducir las solicitaciones provocadas por otras cargas y fuerzas, esta reducción se deberá limitar al empuje del suelo que se anticipa estará presente de manera permanente. En ausencia de información más precisa se podrá realizar 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.

C3.11.6.5

Este artículo se aplica fundamentalmente al caso de las losas de acceso, las cuales son soportadas en uno de sus bordes por el paramento posterior de un estribo y por lo tanto transmiten carga directamente al mismo.

C3.11.7

La intención de este requisito es refinar el enfoque tradicional según 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 en presencia de empujes del suelo.

C3.11.8

Los métodos utilizados para estimar las cargas debidas a la fricción negativa son los mismos que se utilizan 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. Esto significa que la fricción negativa es una carga, mientras que la fricción superficial es una resistencia.

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

El movimiento térmico de diseño asociado con un cambio uniforme de la temperatura se puede calcular utilizando el Procedimiento A o el Procedimiento B descritos a continuación. Para puentes con tablero de hormigón que tienen vigas de hormigón o acero se puede utilizar tanto el Procedimiento A como el Procedimiento B. Para todos los demás tipos de puentes se deberá utilizar el procedimiento A.

3.12.2.1 Procedimiento A

3.12.2.1.1 Rango de Temperatura

Los rangos de temperatura serán los especificados en la Tabla 1. Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá utilizar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta para el diseño.

Tabla 3.12.2.1.1-1 – Rangos de temperatura para el Procedimiento A

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

C3.12.2

Las uniones y apoyos están sujetos a incertidumbres durante la etapa constructiva, como así también a movimientos impredecibles de la estructura. Los Procedimientos A y B descritos a continuación no consideran estas incertidumbres. Se deberían adoptar medidas adecuadas para tomar en cuenta estas incertidumbres adicionales.

El diseñador también debería adoptar medidas adecuadas para evitar la posibilidad de contacto entre superficies duras de los componentes estructurales principales. Estas condiciones incluyen el contacto entre orificios ranurados y bulones de anclaje, y entre vigas y estribos.

C3.12.2.1.1

El Procedimiento A es el procedimiento histórico, tradicionalmente utilizado para el diseño de puentes. En el caso de las juntas de expansión y apoyos (excepto si son elastoméricos) se requiere una tabla de corrección para tomar en cuenta las diferencias entre la temperatura de instalación, según lo definido en el Artículo 3.12.2.3, y una temperatura de instalación de diseño supuesta.

A los fines de 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. Se entiende por días helados son aquellos en los cuales la temperatura media es inferior a 0°C.

3.12.2.2 Procedimiento B

3.12.2.2.1 Rango de Temperatura

El rango de temperatura se definirá como la diferencia entre la máxima temperatura de diseño, $T_{MáxDiseño}$, y la mínima temperatura de diseño, $T_{MinDiseño}$. Para todos los puentes de vigas de hormigón con tableros de hormigón $T_{MáxDiseño}$ se deberá determinar en base a las curvas de la Figura 1, y $T_{MinDiseño}$ se deberá determinar en base a las curvas de la Figura 2. Para los puentes de vigas de acero con tableros de hormigón, $T_{MáxDiseño}$ se deberá determinar en base a las curvas de la Figura 3, y $T_{MinDiseño}$ se deberá determinar en base a las curvas de la Figura 4.

3.12.2.2.1

El Procedimiento B fue desarrollado en base al informe titulado "Thermal Movement Design Procedure for Steel and Concrete Bridges" (Roeder 2002).

El Procedimiento B es un procedimiento calibrado y no abarca todos los tipos de puentes. Las temperaturas indicadas en los mapas de las Figuras 1 a 4 son temperaturas de diseño extremas para un historial promedio de 70 años con un mínimo de 60 años de datos para ubicaciones en todo Estados Unidos.

Los valores de diseño correspondientes a localidades comprendidas entre dos curvas se pueden determinar interpolando linealmente. Alternativamente, para definir $T_{MáxDiseño}$ se puede utilizar la curva adyacente de mayor valor y para definir $T_{MinDiseño}$ se puede utilizar la curva adyacente de menor valor. En los planos de instalación de las vigas, juntas de expansión y apoyos se pueden registrar las temperaturas de diseño máximas y mínimas.

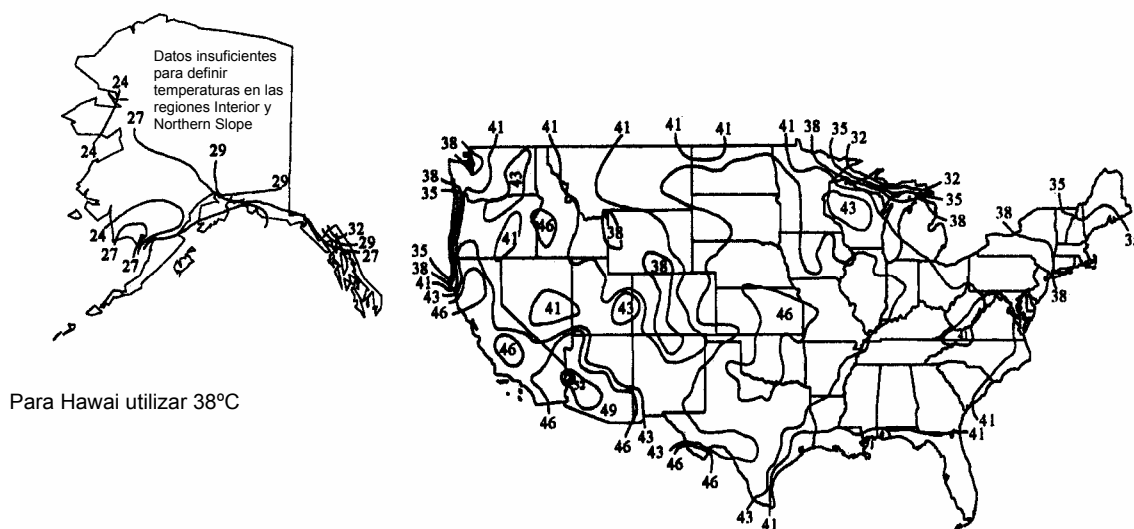


Figura 3.12.2.2.1-1 – Mapas para determinar $T_{MáxDiseño}$ para puentes de vigas de hormigón con tableros de hormigón

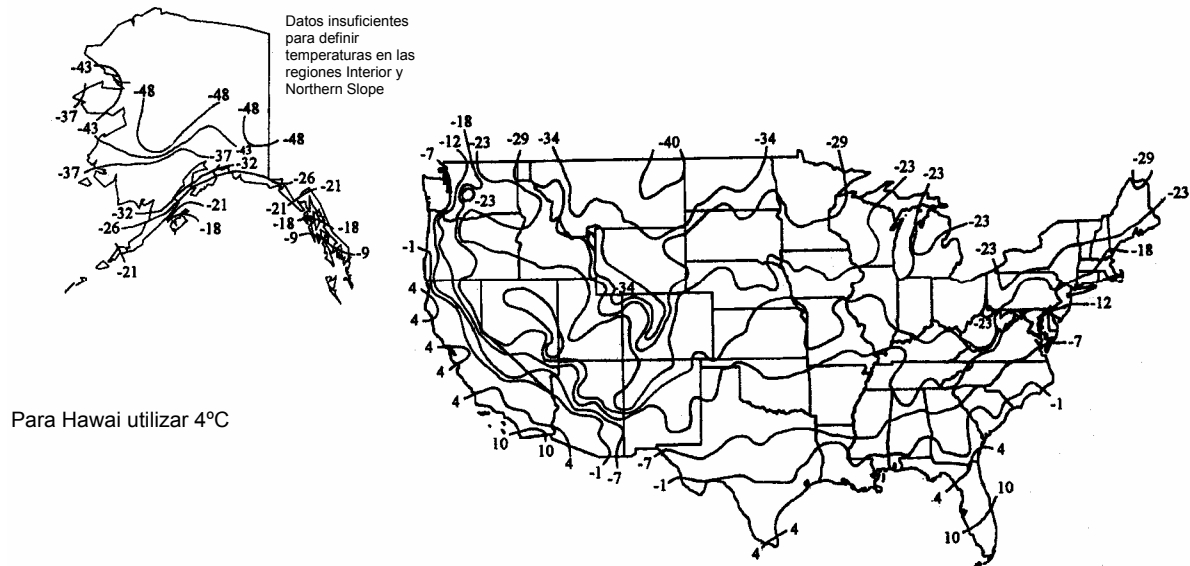


Figura 3.12.2.2.1-2 – Mapas para determinar $T_{MinDiseño}$ para puentes de vigas de hormigón con tableros de hormigón

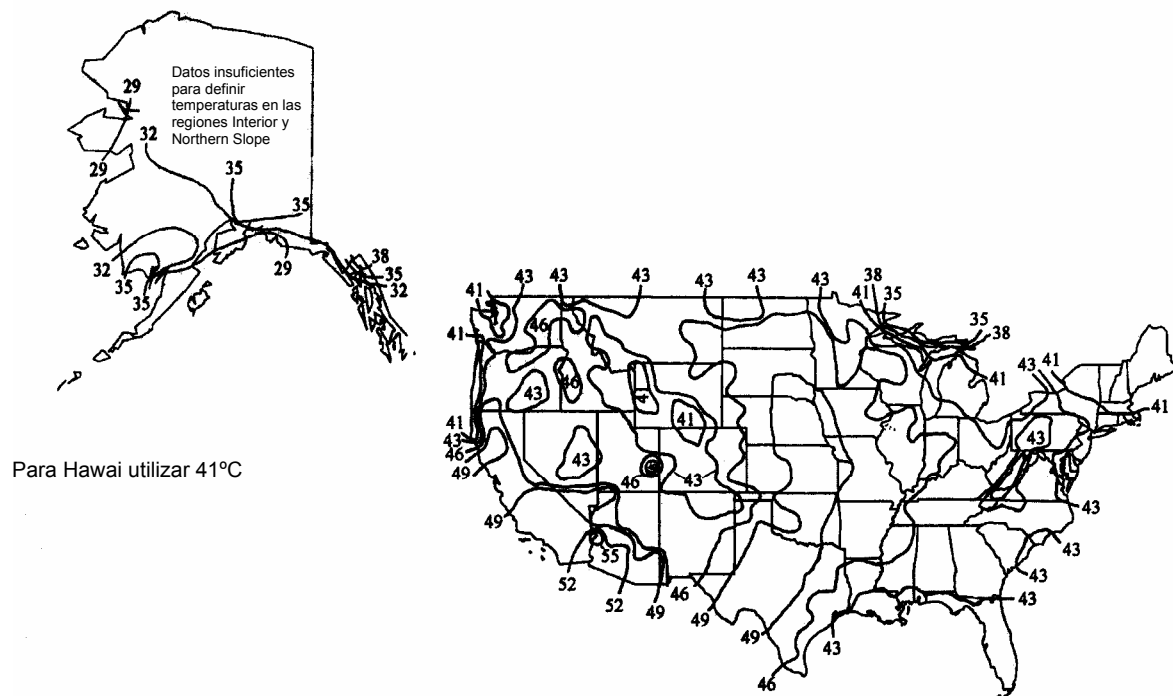


Figura 3.12.2.2.1-3 – Mapas para determinar $T_{MáxDiseño}$ para puentes de vigas de acero con tableros de hormigón

3.12.2.2.2 Movimientos de Diseño

Los movimientos de diseño para las juntas y apoyos dependerán de las temperaturas extremas de diseño del puente definidas en el Artículo 3.12.2.2.1 y del tipo de unión o apoyo.

3.12.2.2.2a Apoyos Elastoméricos

El movimiento de origen térmico total de diseño para un apoyo elastomérico, Δ , el cual no se desplazará durante el montaje, se deberá determinar como:

$$\Delta = 1,3\alpha L (T_{\text{MáxDiseño}} - T_{\text{MinDiseño}}) \quad (3.12.2.2.2a-1)$$

donde:

L = longitud de expansión (mm)

α = coeficiente de expansión térmica (mm/mm/°C)

C3.12.2.2.2a

En general los apoyos elastoméricos no se desplazan durante el montaje como se hace con la mayoría de los sistemas de apoyo. Si un apoyo elastomérico se reinstala a la temperatura promedio entre $T_{\text{MáxDiseño}}$ y $T_{\text{MinDiseño}}$, entonces el factor 1,3 se puede reducir a 1,0. Además, los apoyos elastoméricos son poco sensibles a deformaciones poco frecuentes que superan su capacidad de deformación nominal. Otros sistemas de apoyo son mucho más sensibles o no poseen esta capacidad de deformación de reserva. Este requisito se basa en la evaluación estadística de los movimientos de vigas de puente dependientes del tiempo y la temperatura, y está diseñado para permitir la instalación directa de las vigas sin necesidad de reposicionar los apoyos ni las vigas luego de la instalación inicial y sin tener que recurrir a una tabla de corrección. La máxima deformación unitaria por corte que podría soportar un apoyo elastomérico sin sufrir daños permanentes bajo las condiciones de instalación más adversas es de 0,7. Los estudios experimentales realizados (Roeder, Stanton y Taylor 1990) indican que los apoyos elastoméricos soportarán un número limitado de incursiones a este nivel de deformación sin sufrir daños ni una pérdida de su vida de servicio. A la vez, el análisis estadístico de datos meteorológicos históricos indica que este evento extremo tiene una muy baja probabilidad de ocurrencia (menor que una en un millón).

3.12.2.2.2b Otros Apoyos

Los apoyos mecánicos, las superficies de deslizamiento de PTFE (también conocido como politetrafluoroetileno o su nombre comercial "teflón") y los apoyos que se pueden desplazar durante el montaje deberán tener un movimiento de diseño total, Δ , determinado de la siguiente manera:

$$\Delta = \alpha L (T_{\text{MáxDiseño}} - T_{\text{MinDiseño}}) \quad (3.12.2.2.2b-1)$$

donde:

L = longitud de expansión (mm)

α = coeficiente de expansión térmica (mm/mm/°C)

C3.12.2.2.2b

Junto con este procedimiento de diseño se puede proporcionar una tabla de corrección para el montaje de las vigas y la alineación de los apoyos, a fin de tomar en cuenta la incertidumbre de la temperatura de fraguado en el momento de diseño.

Se pueden definir tablas de corrección considerando incrementos adecuados, y estas tablas se pueden incluir junto con los planos de diseño de manera que se pueda ajustar la posición de los apoyos dependiendo de las diferencias entre la temperatura de instalación definida en el Artículo 3.12.2.3 y la temperatura de instalación supuesta en el diseño.

3.12.2.2.2c Juntas de Expansión

El movimiento de diseño total, Δ , para las juntas de expansión se deberá determinar como:

$$\Delta = \alpha L (T_{\text{MáxDiseño}} - T_{\text{MinDiseño}}) \quad (3.12.2.2.2c-1)$$

C3.12.2.2.2c

Se puede proveer una tabla de corrección para la instalación de las juntas de expansión a fin de tomar en cuenta la incertidumbre de la temperatura de instalación en el momento de diseño.

El diseñador puede definir tablas de corrección

donde:

L = longitud de expansión (mm)

α = coeficiente de expansión térmica (mm/mm/°C)

3.12.2.3 Temperatura de Instalación

La temperatura de instalación 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.

3.12.2.4 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.

considerando incrementos adecuados, y estas tablas se pueden incluir junto con los planos de diseño. Durante la instalación, la colocación de los elementos de ferretería de las juntas de expansión debería considerar las diferencias entre la temperatura de instalación definida en el Artículo 3.12.2.3 y la temperatura de instalación supuesta en el diseño.

C3.12.2.3

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

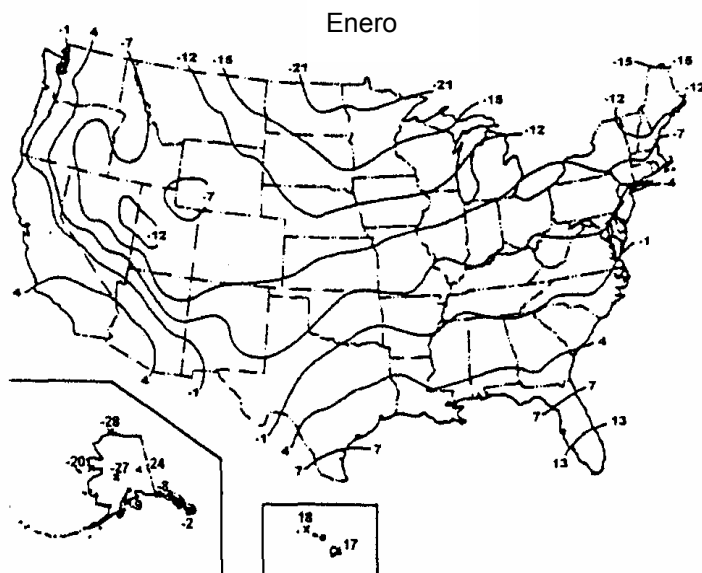


Figura 3.12.2.4-1 – Temperatura diaria mínima normal (°C) para Enero

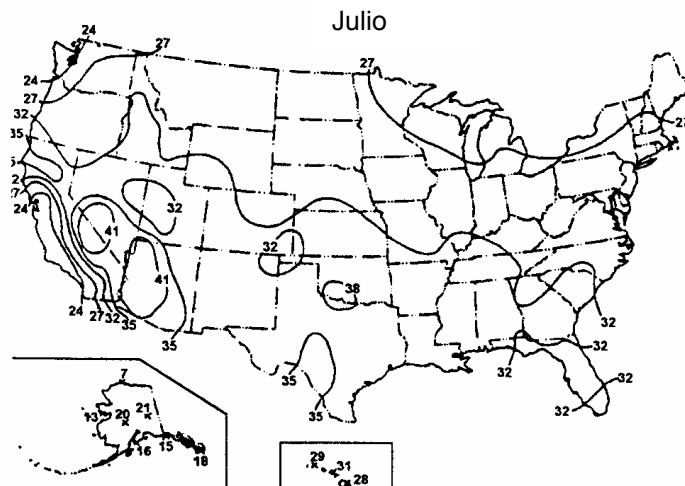


Figura 3.12.2.4-2 – Temperatura diaria máxima normal (°C) para Julio

3.12.3 Gradiente de Temperatura

A los fines del presente 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 profundidad mayor o igual que 400 mm – 300 mm
- Para secciones de hormigón de profundidad menor que 400 mm – 100 mm menos que la profundidad real
- Para superestructuras de acero – 300 mm y la distancia t se deberá tomar igual a la altura del tablero de hormigón.

El valor de la temperatura T_3 se deberá tomar como 0°C , a menos que se realice un estudio específico del predio para determinar un valor adecuado, pero en ningún caso deberá ser mayor que 3°C .

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 aplicar el criterio profesional y tomar en cuenta 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 basa en el estudio de superestructuras de hormigón. La adición de los valores 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 la

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

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

Tabla 3.12.3-1 – Temperaturas base 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

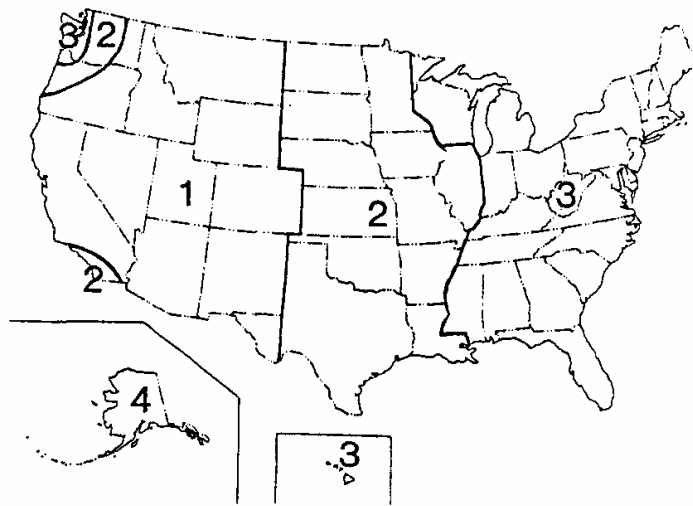


Figura 3.12.3-1 – Zonas de radiación solar para Estados Unidos

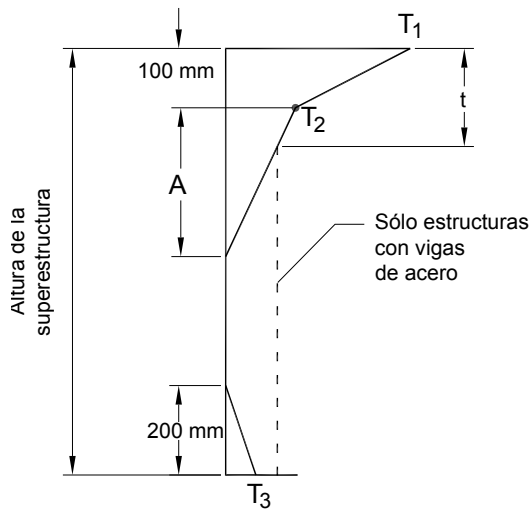


Figura 3.12.3-2 – Gradiente de temperatura vertical en superestructuras de hormigón y acero

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.

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 sollicitaciones y deformaciones provocadas por la fluencia lenta se deberá considerar la dependencia del tiempo y las variaciones de las tensiones de compresión.

3.12.6 Asentamiento

Se deberán considerar las sollicitaciones 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 sobre el coeficiente de fricción de la humedad y la posible degradación o contaminación de las superficies de deslizamiento o rotación.

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 de diseño mayores o iguales que 600 mm, se deberán diseñar para el impacto de embarcaciones.

La mínima carga de impacto de diseño para la subestructura se deberá determinar utilizando 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 × 60.000 mm, con una masa sin carga igual a 180 Mg, a menos que el Propietario apruebe lo contrario.

Si el puente cruza sobre una vía de gran calado y no es

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 diferentes componentes.

C3.12.5

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

C3.12.6

Las sollicitaciones 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 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), utilizando la alternativa de aceptación de riesgos denominada Método II.

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

Los buques se categorizan según sus toneladas métricas, también conocidas como megagramos. En Estados Unidos, el tamaño de una barcaza generalmente se

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 colisión 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
- Las estructuras se deberán proteger adecuadamente mediante espolones, dolines, 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.

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 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 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.

El diseño y la geometría del canal navegable pueden afectar las condiciones de navegación, el tamaño máximo de las embarcaciones que pueden utilizar la vía, y la condición de carga y velocidad de las embarcaciones que se aproximan a un puente. La presencia de curvas, intersecciones con otras vías navegables y la presencia de otros cruces de puentes cerca del puente considerado aumentan la probabilidad de accidentes. Los recorridos de las embarcaciones en relación con el canal de navegación y las pilas del puente pueden afectar el riesgo de que embarcaciones que se han desviado de su curso impacten contra las pilas y las partes expuestas de la superestructura.

El calado y las condiciones de carga de las embarcaciones afectan el lugar donde las cargas de impacto se aplican a la pila, y la susceptibilidad de la superestructura a ser impactada por las embarcaciones. Además, el calado juega un papel crítico en la accesibilidad de las embarcaciones a las pilas y a los tramos que se encuentran fuera del canal navegable. En vías navegables con mayores fluctuaciones del calado el calado utilizado puede afectar significativamente los requisitos estructurales para el diseño de las pilas o sus obras de protección.

La maniobrabilidad de las embarcaciones se reduce con el calado libre debajo de la quilla típico en las vías navegables interiores. Este bajo calado libre debajo de la quilla también puede afectar las fuerzas hidrodinámicas durante una colisión, aumentando la energía de colisión, particularmente en dirección transversal. Además, las

embarcaciones cargadas de balasto pueden ser fuertemente afectadas por los vientos y las corrientes. Cuando navegan cargadas con balasto, las embarcaciones son susceptibles a las ráfagas de viento, ya estas ráfagas que podrían empujarlas contra el puente.

Es muy difícil controlar y dirigir los remolcadores de barcazas, especialmente en la proximidad de curvas y en vías navegables con elevadas velocidades de flujo y corrientes transversales. Al maniobrar una curva, los remolcadores experimentan un efecto de deslizamiento en dirección opuesta a la dirección del giro, debido a fuerzas inerciales que muchas veces se acoplan con el flujo de la corriente. Los puentes ubicados en vías navegables rápidas y próximos a una curva del canal navegable probablemente serán impactados por barcazas a intervalos frecuentes.

3.14.2 Responsabilidad del Propietario

El Propietario deberá establecer y/o aprobar la clasificación del puente según su importancia, la densidad del tráfico de embarcaciones en la vía navegable 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.

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 dolines y espolones para proteger las pilas y minimizar los riesgos cuando las embarcaciones que utilizan la vía pasan debajo del puente.

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 su 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.

C3.14.3

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.

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, debida a embarcaciones no menores que la embarcación de diseño, sea menor que el criterio de aceptación para el componente.

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 las 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 considerablemente entre los 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.

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

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

navegable.

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 modificar incluyen:

- Ubicación del puente respecto 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.

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 de 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.

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

C3.14.5

Investigadores de todo el mundo han desarrollado diferentes modelos de evaluación del riesgo de colisión de embarcaciones contra puentes (*LABSE* 1983, *Modjeski y Masters* 1984; *Prucz* 1987; *Larsen* 1993). Prácticamente la totalidad de estos modelos se basan en una forma similar a la Ecuación 1, la cual se utiliza 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 recurrencia en años. La sumatoria de las frecuencias anuales calculadas para todos los intervalos de clasificación de embarcaciones para un componente en particular es igual a la frecuencia anual de colapso del componente.

Riesgo se puede definir como la potencial ocurrencia de consecuencias indeseables a partir de un evento dado.

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 veces 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 veces 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 veces 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

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

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 juicio profesional del Diseñador. Un método posible 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 determinar 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 realizar este análisis incluyen:

- Tipo de embarcación, es decir, buque o barcaza;
- Tamaño en base al tonelaje de peso muerto (DWT) de la embarcación;
- Características de operación del tránsito entrante y saliente;

- Estado de carga de la embarcación, es decir, embarcación 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 libres verticales; y
- Número de pasadas anuales bajo el puente.

El documento *AASHTO Guide Specifications for Vessel Collision Design of Highway Bridges* (1991) indica fuentes donde se pueden obtener datos sobre las embarcaciones y características típicas de los buques y barcas.

El Diseñador debería utilizar su juicio 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 (DWT). Se recomienda que los intervalos de DWT utilizados 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 está relacionada principalmente con las condiciones de navegación en la ubicación del puente. Las reglamentaciones para el tráfico de embarcaciones, los sistemas de gerenciamiento del tráfico y las ayudas para la navegación pueden mejorar las condiciones de navegación y reducir la probabilidad de desviación.

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 Estados Unidos se estima que entre el 60 y el 85 por ciento del total de accidentes sufridos por embarcaciones son atribuibles al error humano.

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.

C3.14.5.2.2

El método más exacto para determinar PA consiste en calcularla utilizando estadísticas sobre accidentes sufridos por embarcaciones en la vía navegable recabados durante un largo período de tiempo y datos sobre la frecuencia del tráfico de buques/barcazas correspondientes al mismo período de tiempo (*Larsen* 1983). Para estimar PA también se han utilizado 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 barcazas es generalmente dos o tres veces mayor que la medida en el mismo curso de agua para buques.

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 que considera la ubicación del puente

R_C = factor de corrección que considera una corriente paralela al recorrido de las embarcaciones

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

R_D = factor de corrección que considera la densidad del tráfico de embarcaciones

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

- Para buques:

$$BR = 0,6 \times 10^{-4}$$

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, al desarrollar el 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. En general los valores de PA pronosticados mediante estas ecuaciones concuerdan con los valores determinados a partir de estadísticas sobre accidentes, aunque también se han observado desviaciones.

Se debe observar que el procedimiento para calcular PA mediante la Ecuación 1 no puede ser considerado 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 que plantea 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.

- Para barcazas:

$$BR = 1,2 \times 10^{-4}$$

El factor de corrección que considera la ubicación del puente, R_B , el cual depende de la ubicación relativa del puente en una de las tres regiones de la vía navegable ilustradas en la Figura 1, se deberá tomar como:

- 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 ($^\circ$)

El factor de corrección, R_C , que considera las 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)

El factor de corrección, R_{XC} , que considera las 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)

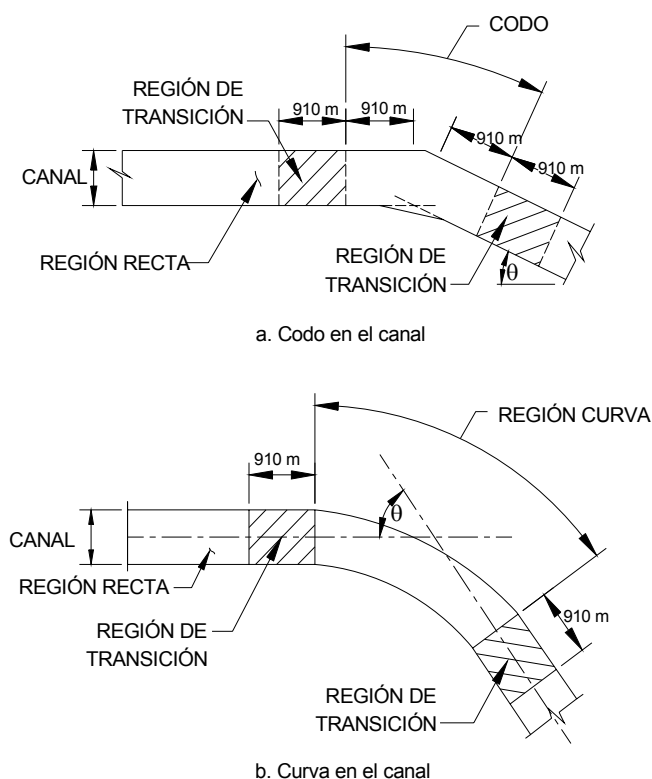


Figura 3.14.5.2.3-1 – Regiones de la vía navegable para determinar el factor que considera la ubicación del puente

El factor de corrección que considera la densidad del tráfico de embarcaciones, R_D , se deberá seleccionar en base a la densidad del tráfico de buques/barcazas en la proximidad inmediata del puente, definida 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 – las embarcaciones 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 – las embarcaciones habitualmente 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

Para modelar el recorrido de navegación de una embarcación desviada de su curso cerca del puente se puede utilizar una distribución normal. 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, tal como 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 utilizando el B_M de la embarcación de diseño seleccionada de acuerdo con el Artículo 3.14.4.

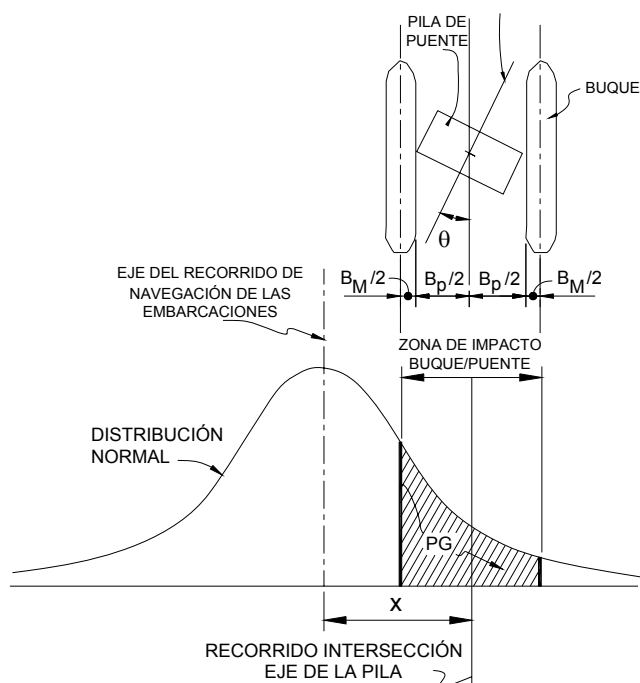


Figura 3.14.5.3-1 – Probabilidad geométrica de colisión con una pila

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, debido a 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;
- 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.

La luz horizontal del tramo navegable afecta significativamente el riesgo de colisión de una embarcación contra las pilas principales. El análisis de accidentes ocurridos en el pasado indica que los puentes fijos cuyo tramo principal tiene menos que dos o tres veces la longitud de la embarcación de diseño o menos que dos veces el ancho del canal son particularmente vulnerables a la colisión de embarcaciones.

Existen diferentes modelos de probabilidad geométrica, alguno de ellos basados en estudios de simulación, que han sido recomendados y utilizados en diferentes proyectos específicos y para el desarrollo de requisitos generales para el diseño de puentes. Estos modelos se describen en IABSE (1983), Modjeski y Masters (1984), Prucz (1987) y Larsen (1993). El método utilizado en el presente documento 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. Para calcular PG se recomienda que $\sigma = LOA$ de la embarcación de diseño, 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 utilizados para desarrollar la metodología para determinar PG corresponden fundamentalmente a buques. Aunque en Estados Unidos se producen accidentes de barcasas con bastante frecuencia, se han publicado pocas investigaciones sobre la distribución de accidentes de barcasas. Hasta que esta información esté disponible se recomienda aplicar el mismo $\sigma = LOA$ desarrollado para buques al caso de las barcasas, 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 $H/P \geq 1,0$:

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

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)

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 depende 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 empleada para estimar PC fue desarrollada por Cowiconsult (1987) en base a estudios realizados por Fujii y Shiobara (1978) utilizando datos históricos recolectados en Japón 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 acerca de la colisión contra puentes son relativamente escasos.

La Figura C1 ilustra la distribución de la probabilidad de colapso. De esta figura se deducen los siguientes resultados:

- Si 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.
- Si la resistencia al impacto de la pila o superestructura está comprendida entre 10 y 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.
- Si la resistencia al impacto de la pila o superestructura es inferior a 10 por ciento de la fuerza de impacto, la probabilidad de colapso del puente varía linealmente entre 0,10 y 1,0.

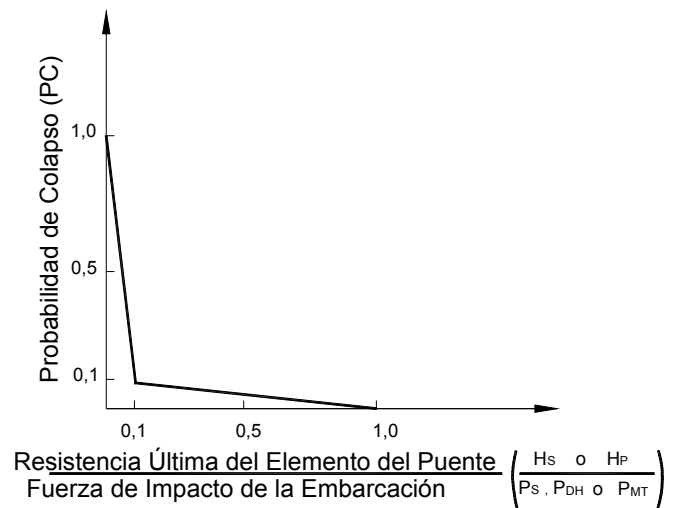


Figura C3.14.5.4-1 – Distribución de la probabilidad de colapso

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)

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 veces 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.

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 ocurridos en el pasado. Estos datos indican que los buques y barcasas desviadas que chocan contra pilas más alejadas del canal navegable lo hacen desplazándose a velocidades menores que aquellos que chocan contra pilas ubicadas más cerca de los límites del canal. Las embarcaciones desviadas ubicadas a grandes distancias del canal generalmente están a la deriva, arrastradas por la corriente. Las embarcaciones desviadas muy próximas al canal se desplazan a velocidades cercanas a las de los buques y 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 una distancia igual a 3,0 veces 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. El diseñador debe aplicar su 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

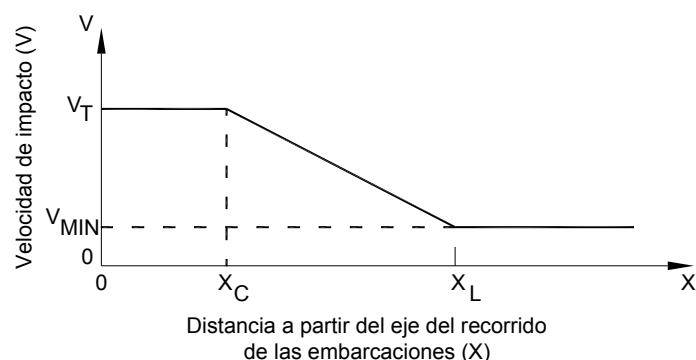


Figura 3.14.6-1 – Distribución de la velocidad de colisión de diseño

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 (J)

M = tonelaje desplazado por la embarcación (Mg)

C_H = coeficiente de masa hidrodinámica

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

La masa de la embarcación, M , se deberá basar en la condición de carga de la embarcación y deberá incluir la masa de la embarcación vacía más la masa de la carga, el tonelaje de peso muerto, si se trata de embarcaciones cargadas, o la masa del balasto si se trata de embarcaciones que transitan vacías o con poca carga. La masa de los remolcadores de barcasas deberá ser la suma de la masa del remolcador más la masa combinada de una fila de barcasas 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 $0,5 \times$ calado:

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

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 estándar $mV^2/2$ utilizada para calcular energía cinética, en la cual simplemente se han convertido las unidades y agregado un 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 utilizados habitualmente para el cálculo de muellaje, donde 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 transversal.

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

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

Para valores intermedios de la luz libre debajo de la quilla, C_H se puede obtener interpolando 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 en una pila por la colisión frontal de una embarcación 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)

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 contra otros buques. Los datos se obtuvieron de ensayos de 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 utilizada para modelar la dispersión, y la elección de una fuerza correspondiente al fractil 70% para emplear como fuerza de impacto estática equivalente en el diseño de puentes. Usando una fuerza correspondiente al fractil 70% para una embarcación dada, el número de embarcaciones de menor tamaño con una resistencia al aplastamiento mayor que esta fuerza sería aproximadamente igual al número de embarcaciones de

mayor tamaño con una resistencia al aplastamiento menor que esta fuerza. La Figura C2 indica fuerzas de impacto típicas calculadas mediante la Ecuación 1.

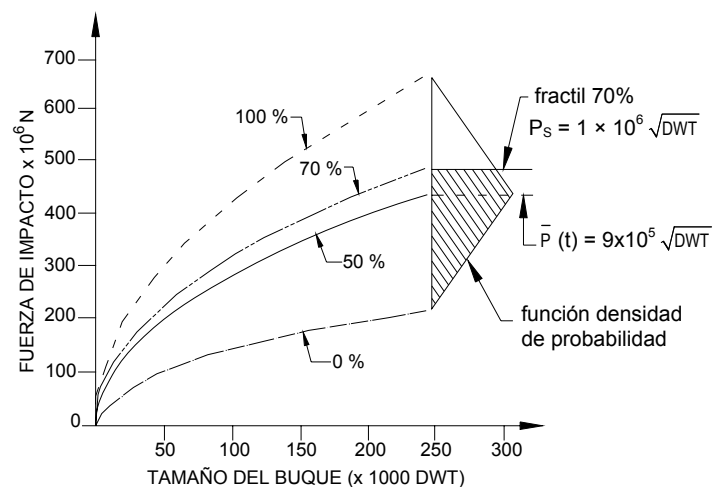


Figura C3.14.8-1 – Función densidad de probabilidad de los datos sobre la fuerza de impacto de embarcaciones

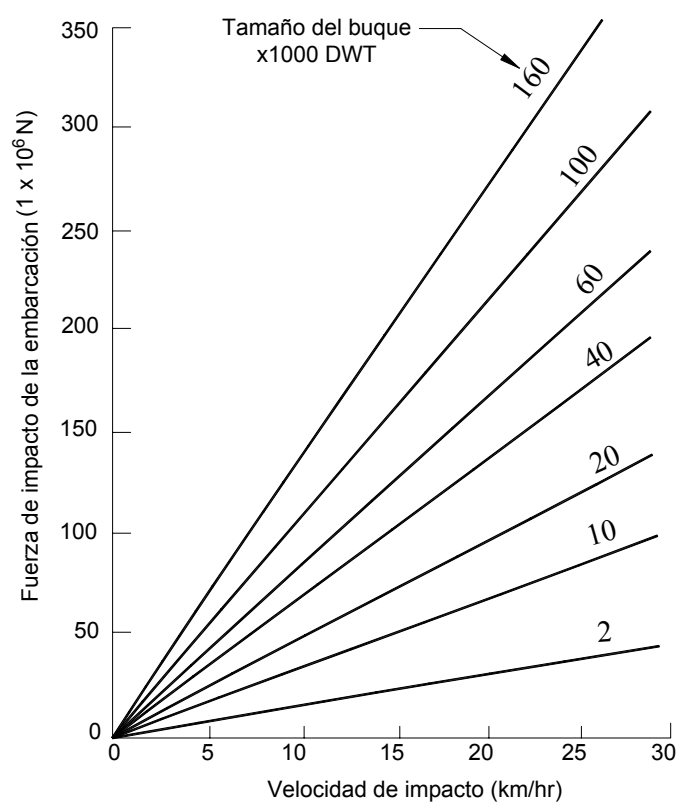


Figura C3.14.8-2 – Fuerzas de impacto típicas

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 (J)

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

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 profundidad de la superestructura expuesta y la profundidad total de la proa

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

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

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 utilizado 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 la longitud de avería,
- 1,11 para tomar en cuenta el aumento de la fuerza media de impacto al fractil 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 correspondiente al cálculo de P_s .

C3.14.10.1

Hay pocos datos disponibles sobre las fuerzas de colisión entre la proa de una embarcación y los componentes de la superestructura de un puente.

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_{BH} = factor de reducción aquí especificado

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:

$$R_{DH} = 0,2 - 0,01 \left(\frac{DWT}{100.000} \right) \quad (3.14.10.2-2)$$

3.14.10.3 Colisión del Mástil

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

C3.14.10.2

De acuerdo con la investigación realizada para el puente Great Belt Bridge en Dinamarca (*Cowiconsult, Inc.* 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

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, cuya proa es similar a la de la barcaza estándar estadounidense, se ilustran en la

La fuerza de impacto 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 de diseño más grandes que la barcaza 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.

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 C2 se indican fuerzas de impacto típicas para remolcadores de barcasas calculadas mediante las Ecuaciones 1 y 2.

En la Figura C2:

E_B = energía de deformación (J)

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

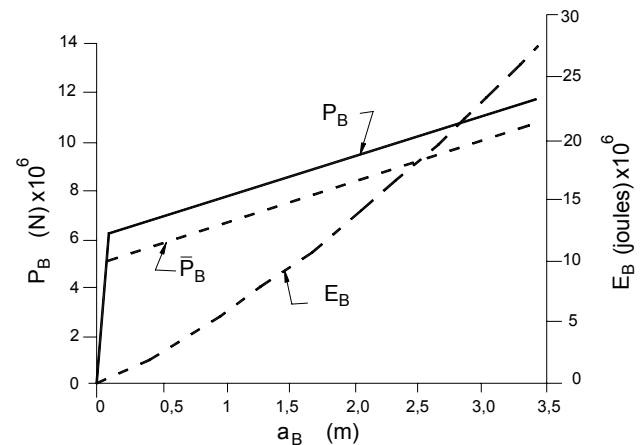


Figura C3.14.11-1 – Fuerza de impacto de una barcaza, energía de deformación y longitud de daño.

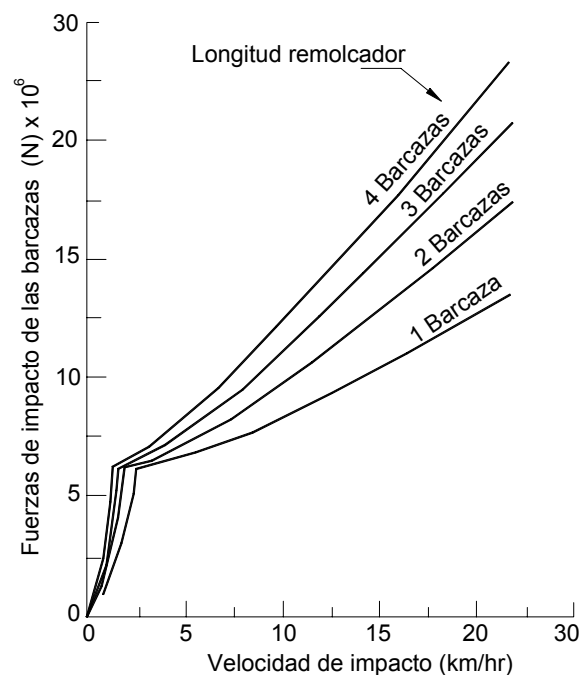


Figura C3.14.11-2 – Fuerzas de impacto típicas de barcasas

3.14.12 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:

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

KE = energía de colisión de la embarcación (J)

3.14.13 Daño en el Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo

Se permite comportamiento inelástico y redistribución de las solicitaciones en 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.

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

C3.14.12

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

C3.14.13

El diseñador tiene a su disposición dos opciones básicas para la protección del puente. La primera implica diseñar el puente de manera 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, dolphines, 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 superestructura 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 del diseño inelástico. 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.

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 al eje del canal navegable, o

C3.14.14.1

- 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 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 las fuerzas de impacto especificadas se deberán aplicar a una subestructura de acuerdo con los siguientes criterios:

- Para estabilidad global, la fuerza de impacto de diseño se aplica como una fuerza concentrada sobre 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 de diseño 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.

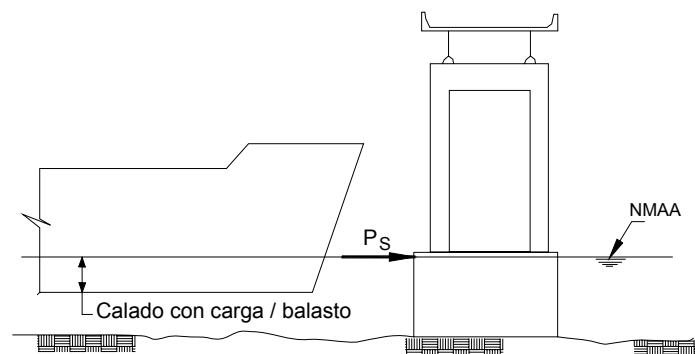


Figura 3.14.14.1-1 – Fuerza de impacto concentrada debida a la colisión de un buque contra una pila

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 con 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, Tampa Bay, Florida, colapsó en 1980 como resultado del impacto de la proa de un buque contra una columna de una pila en un punto ubicado 12.800 mm por encima 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.

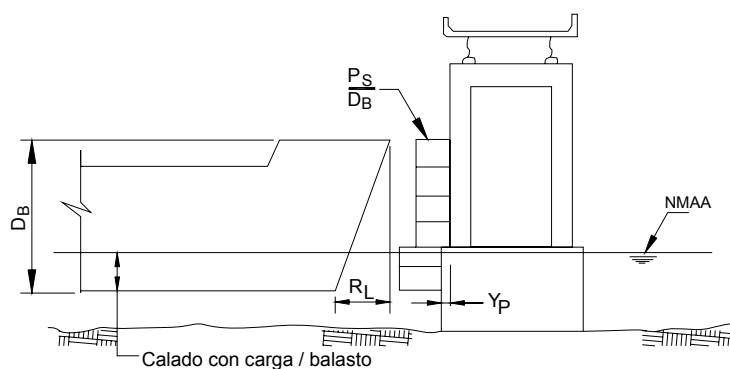


Figura 3.14.14.1-2 – Carga de impacto lineal debida a la colisión de un buque contra una pila

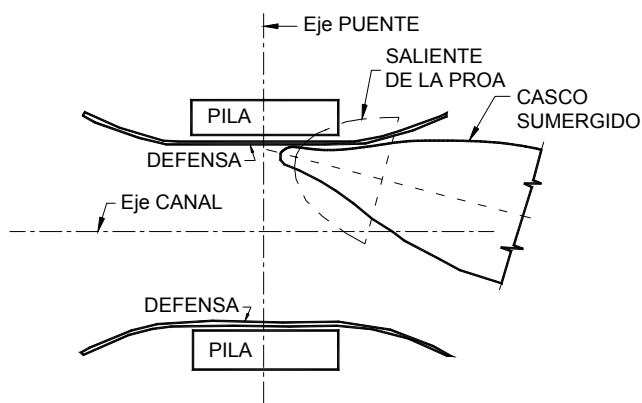


Figura C3.14.14.1-1 – Vista en planta de una saliente de la proa de un buque impactando contra una pila

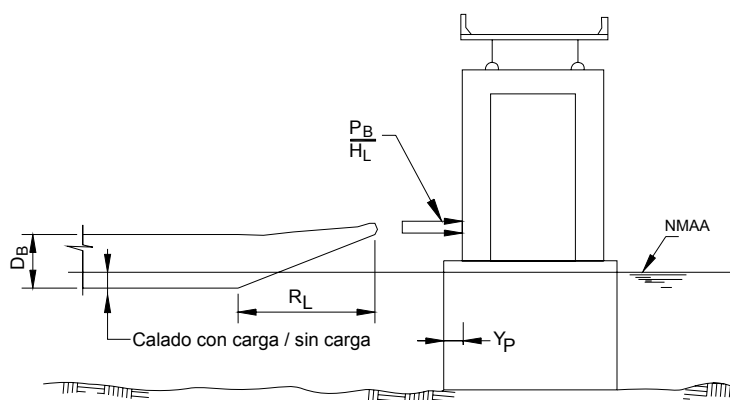


Figura 3.14.14.1-3 – Fuerza de impacto debida a la colisión de una barcaza contra una pila

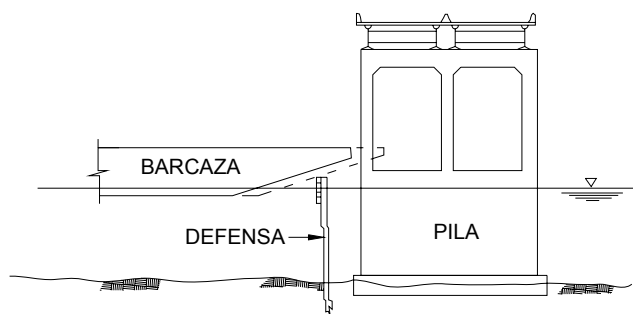


Figura C3.14.14.1-2 – Vista en elevación de una saliente de la proa de una barcaza impactando contra una pila

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 la subestructura de un puente al impacto de embarcaciones instalando sistemas de protección, incluyendo defensas, duques de Alba, estructuras soportadas por pilotes, dolfinés, islas y/o combinaciones de estos elementos.

Se puede permitir que los sistemas de protección sufran daños severos y/o colapsen, siempre que el sistema de

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;

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.

- Reduciendo la probabilidad de colapso, por ejemplo, imponiendo restricciones a la velocidad de navegación de las embarcaciones en el canal; o
- Reduciendo los costos asociados con una colisión, por ejemplo, mediante protecciones físicas y sistemas de advertencia para los conductores.

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 los conductores.

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 que parte del desarrollo inicial de una configuración de prueba. 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

AASHTO. 1990. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

_____. 1991. *Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

Afanas'ev, V.P., Y.V. Dolgoplov, e I. Shyaishstein. 1971. "Ice Pressure on Individual Marine Structures." En *Ice Physics and Ice Engineering*. G. N. Yakocev, ed. Translated from the Russian by Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, Israel.

ASCE. 1980. "Loads and Forces on Bridges." *Preprint 80-173*. American Society of Civil Engineers National Convention, Portland, OR, Abril 14-18, 1980.

_____. 1988. "Minimum Design Loads for Building and Other Structures." *ASCE Standard. ASCE 7-88*. American Society of Civil Engineers, New York, NY.

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

Burg, R.G. y A.E. Fiorato. 1999. "High-Strength Concrete in Massive Foundation Elements." *PCA Research and Development Bulletin RD117*. Portland Cement Association, Skokie, IL.

Burg, R.G. y B.W. Ost. 1992. "Engineering Properties of Commercially Available High-Strength Concretes." *PCA Research and Development Bulletin RD104T*. Portland Cement Association, Skokie, IL.

CSA. 2000. *Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA-S6-00*, Canadian Standards Association International, Section 3, Loads, Toronto, ON.

_____. 1988. "Design of Highway Bridges." *CAN/CSA-S6-88*. Canadian Standards Association, Rexdale, ON.

Caquot, A., y J. Kerisel. 1948. *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.

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

Cheney, R.S. 1984. "Permanent Ground Anchors." *FHWA-DP-68-1R Demonstration Project*. FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 132.

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

Clough, G.W. y J.M. Duncan. 1991. "Earth Pressures." Cap. 6, *Foundation Engineering Handbook*, 2º ed. H. Y. Fang, ed. Van Nostrand Reinhold, New York, NY.

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

Clough, G. W., and Y. Tsui. 1974. "Performance of Tied-Back Retaining Walls." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 100, No. GT 12, pp. 1259-1273.

- Coastal Engineering Research Center. 1984. *Shore Protection Manual*. 4° ed. Coastal Engineering Research Center, Washington, DC.
- Cohen, H. 1990. "Truck Weight Limits: Issues and Options," *Special Report 225*. TRB, National Research Council, Washington, DC.
- Cowiconsult, Inc. 1981. *Sunshine Skyway Bridge Ship Collision Risk Assessment*. Preparado para Figg and Muller Engineers, Inc., Lyngby, Dinamarca, Setiembre 1981.
- Cowiconsult. 1987. "General Principles for Risk Evaluation of Ship Collisions, Strandings, and Contact Incidents." Nota Técnica, Enero 1987.
- Csagoly, P.F. y Z. Knobel. 1981. *The 1979 Survey of Commercial Vehicle Weights in Ontario*. Ontario Ministry of Transportation and Communications, Toronto, ON.
- FHWA. 2001. "Highway Performance Concrete." Compact Disc, Federal Highway Administration, Agosto 2001.
- Fujii, Y. y R. Shiobara. 1978. "The Estimation of Losses Resulting from Marine Accidents." *Journal of Navigation*. Vol. 31, No. 1.
- Gajer, R.B. y V.P. Wagh. 1994. "Bridge Design for Seismic Performance Category B: The Problem with Foundation Design," *Proceeding No. 11° International Bridge Conference, Paper IBC-94-62*, Pittsburgh, PA.
- Gerard, R. y S.J. Stanely. 1992. "Probability Analysis of Historical Ice Jam Data for a Complex Reach: A Case Study." *Canadian Journal of Civil Engineering*.
- Hanna, T.H. y G.A. Matallana. 1970. "The Behavior of Tied-Back Retaining Walls." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 7, No. 4, pp. 372-396.
- Haynes, F.D. 1995. *Bridge Pier Design for Ice Forces*. Ice Engineering, U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, NH.
- _____. 1996. Comunicaciones privadas.
- Highway Engineering Division. 1991. *Ontario Highway Bridge Design Code*. 3° ed. Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, Toronto, ON.
- Hirsch, T. J. 1989. *Analysis and Design of Metrorail-Railroad Barrier Systems*. Texas A&M University.
- Holtz, R.D. y W.D. Kovacs. 1981. *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ.
- Huiskamp, W.J. 1983. "Ice Force Measurements on Bridge Piers, 1980-1982." *Report No. SWE 83-1*. Alberta Research Council, Edmonton, AB.
- Imbsen, R.A., D.E. Vandershaf, R.A. Schamber, y R.V. Nutt. 1985. "Thermal Effects in Concrete Bridge Superstructures." *NCHRP Report 276*. TRB, National Research Council, Washington, DC.
- International Association of Bridge and Structural Engineers. 1983. "Ship Collision with Bridges and Offshore Structures." En *International Association of Bridge and Structural Engineers Colloquium*. 3 vols. Copenhagen, Dinamarca.

- Knott, J., D. Wood, y D. Bonyun. 1985. "Risk Analysis for Ship-Bridge Collisions." *Fourth Symposium on Coastal and Ocean Management*. American Society of Civil Engineers, Baltimore, MD, Julio 30 - Agosto 2, 1985.
- Kulicki, J.M. y D.R. Mertz. 1991. "A New Live Load Model for Bridge Design." En *Proc. of the 8th Annual International Bridge Conference*. Junio 1991, pp. 238-246.
- Larsen, D. D. 1983. "Ship Collision Risk Assessment for Bridges." En Vol. 1, *International Association of Bridge and Structural Engineers Colloquium*. Copenhagen, Dinamarca, pp. 113-128.
- Larsen, D.D. 1993. "Ship Collision with Bridges – The Interaction Between Vessel Traffic and Bridge Structures." *IABSE Structural Engineering Document 4, IABSE-AIPC-IVBH*, Zurich, Swiza.
- Lipsett, A.W. y R. Gerard. 1980. "Field Measurement of Ice Forces on Bridge Piers 1973-1979." *Informe SWE 80-3*. Alberta Research Council, Edmonton, AB.
- Liu, H. 1991. *Wind Engineering: A Handbook for Structural Engineers*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Mander, J.B., M.J.N. Priestley, y R. Park. 1988. "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete." *Journal of the Structural Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Agosto 1988.
- _____. 1988. "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete." *Journal of the Structural Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Agosto 1988.
- Meir-Dornberg, K.E. 1983. "Ship Collisions, Safety Zones, and Loading Assumptions for Structures on Inland Waterways." *VDI-Berichte*, No. 496, pp. 1-9.
- Modjeski and Masters, Consulting Engineers. 1984. *Criteria for the Design of Bridge Piers with Respect to Vessel Collision in Louisiana Waterways*. Preparado para el *Louisiana Department of Transportation and Development* y la *Federal Highway Administration*, Harrisburg, PA, Nov. 1984.
- Montgomery, C.T., R. Gerard, W.J. Huiskamp, y R.W. Kornelsen. 1984. "Application of Ice Engineering to Bridge Design Standards." En *Proc., Cold Regions Engineering Specialty Conference*. Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, QC, Abril 4- 6, 1984, pp. 795-810.
- Montgomery, C.J., R. Gerard, y A.W. Lipsett. 1980. "Dynamic Response of Bridge Piers to Ice Forces." *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 7, No. 2, pp. 345-356.
- Montgomery, C.S. y A.W. Lipsett. 1980. "Dynamic Tests and Analysis of a Massive Pier Subjected to Ice Forces." *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 7, No. 3, pp. 432-441.
- Neill, C.R. 1976. "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, pp. 305-341.
- Neill, C.R., ed. 1981. *Ice Effects on Bridges*. Roads and Transportation Association of Canada, Ottawa, ON.
- Nevel, D.E. 1972. "The Ultimate Failure of a Floating Ice Sheet." En *Proc., International Association for Hydraulic Research, Ice Symposium*, pp. 17-22.
- Nicholson, P.J., D.D. Uranowski, y P.T. Wycliffe-Jones. 1981. "Permanent Ground Anchors: Nicholson Design Criteria." *FHWA/RD/81-151*. FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 151.
- Nowak, A.S. 1992. "Calibration of LRFD Bridge Design Code." *NCHRP Project 12-33*. University of Michigan, Ann Arbor, MI.

- _____. 1995. "Calibration of LRFD Bridge Design Code." *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 121, No. 8, pp. 1245- 1251.
- Page, J. 1976. *Dynamic Wheel Load Measurements on Motorway Bridges*. Transportation and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, UK.
- Peck, R.B., W.E. Hanson, y T.H. Thornburn. 1974. *Foundation Engineering*. 2º ed. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- PIANC. 1984. *Report of the International Commission for Improving the Design of Fender Systems*. International Navigation Association, Bruselas, Bélgica.
- Poulos, H.G. y E.H. Davis. 1974. *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Priestley, M.J.N., R. Parks, y R.T. Potangaroa. 1981. "Ductility of Spirally Confined Concrete Columns." *Journal of the Structural Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Enero 1981.
- Priestley, M.J.N., F. Seible y G.M. Calvi. 1996. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Priestley, M.J.N., F. Seible, e Y.H. Chai. 1992. "Design Guidelines for Assessment Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance." University of California, San Diego, CA.
- Prucz, Z. y W.B. Conway. 1987. "Design of Bridge Piers Against Ship Collision." *Bridges and Transmission Line Structures*. L. Tall, ed: American Society of Civil Engineers, New York, NY, pp. 209-223.
- Ritter, M.A. 1990. "Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance." *EM7700-B*. Forest Service, U.S. Department of Agriculture, Washington, DC.
- Roeder, C.W. 2002. "Thermal Design Procedure for Steel and Concrete Bridges." *Informe Final para NCHRP 20-07/106*. TRB, National Research Council, Washington, D.C., Abril 2002.
- Roeder, C.W., J.F. Stanton, y A.W. Taylor. 1990. "Fatigue of Steel-Reinforced Elastomeric Bearings." *Journal of the Structural Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 116, No. ST2, Febrero 1990, pp. 407- 426.
- Rowe, W.D. 1977. *An Anatomy of Risk*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Saul, R. y H. Svensson. 1980. "On the Theory of Ship Collision Against Bridge Piers." En *IABSE Proceedings*, Febrero 1980, pp. 51-82.
- Schnabel, Jr., H. 1982. *Tiebacks in Foundation Engineering and Construction*. McGraw-Hill, New York, NY, p. 171.
- Sherif, M.A., I. Ishibashi, y C.D. Lee. 1982. "Earth Pressures Against Rigid Retaining Walls." *Journal of Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 108, GT5, pp. 679-695.
- Simiu, E. 1973. "Logarithmic Profiles and Design Wind Speeds." *Journal of the Mechanics Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 99, No. EMS, Octubre 1973, pp. 1073-1083.
- _____. 1976. "Equivalent Static Wind Loads for Tall Building Design." *Journal of the Structures Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 102, No. ST4, Abril, 1976, pp. 719-737.

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

Terzaghi, K. y R.B. Peck. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2º ed. John Wiley and Sons, Inc.. New York, NY, p. 729.

Transit New Zealand. 1991. *Bridge Manual Design and Evaluation*. Borrador. Transit New Zealand, Wellington, Nueva Zelanda.

U.S. Department of the Navy. 1982. "Foundations and Earth Structures." *Informes Técnicos NAVFAC DM-7.1 y DM-7.2*. Naval Facilities Command, Washington, DC, p. 244.

_____. 1982. "Soil Mechanics." *Manual de Diseño 7.1. NAVFAC DM-7.1*. Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA, p. 348.

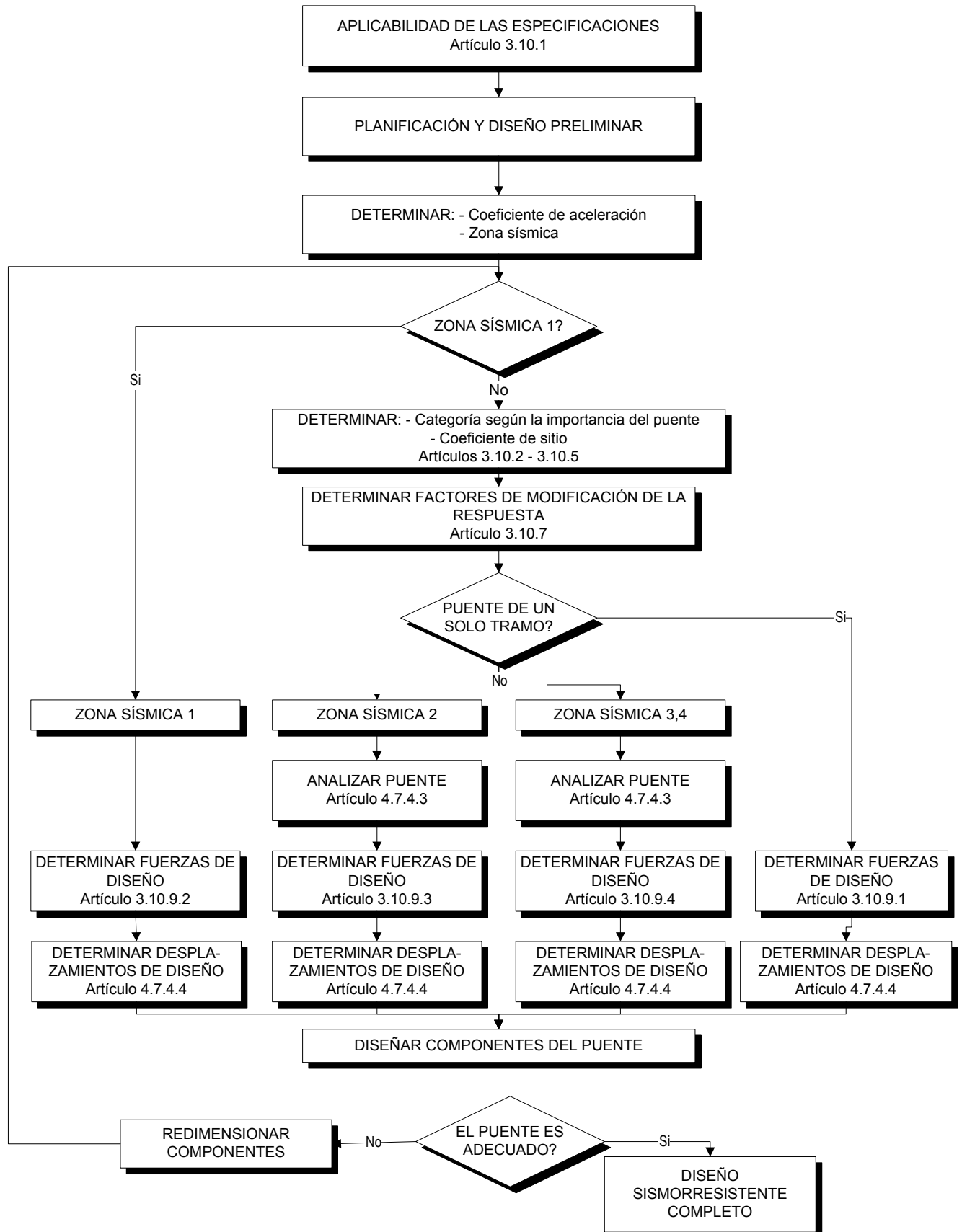
Whitman, R.V. 1984. "Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering." *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 110, No. 2, Febrero 1984, pp. 145-188.

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

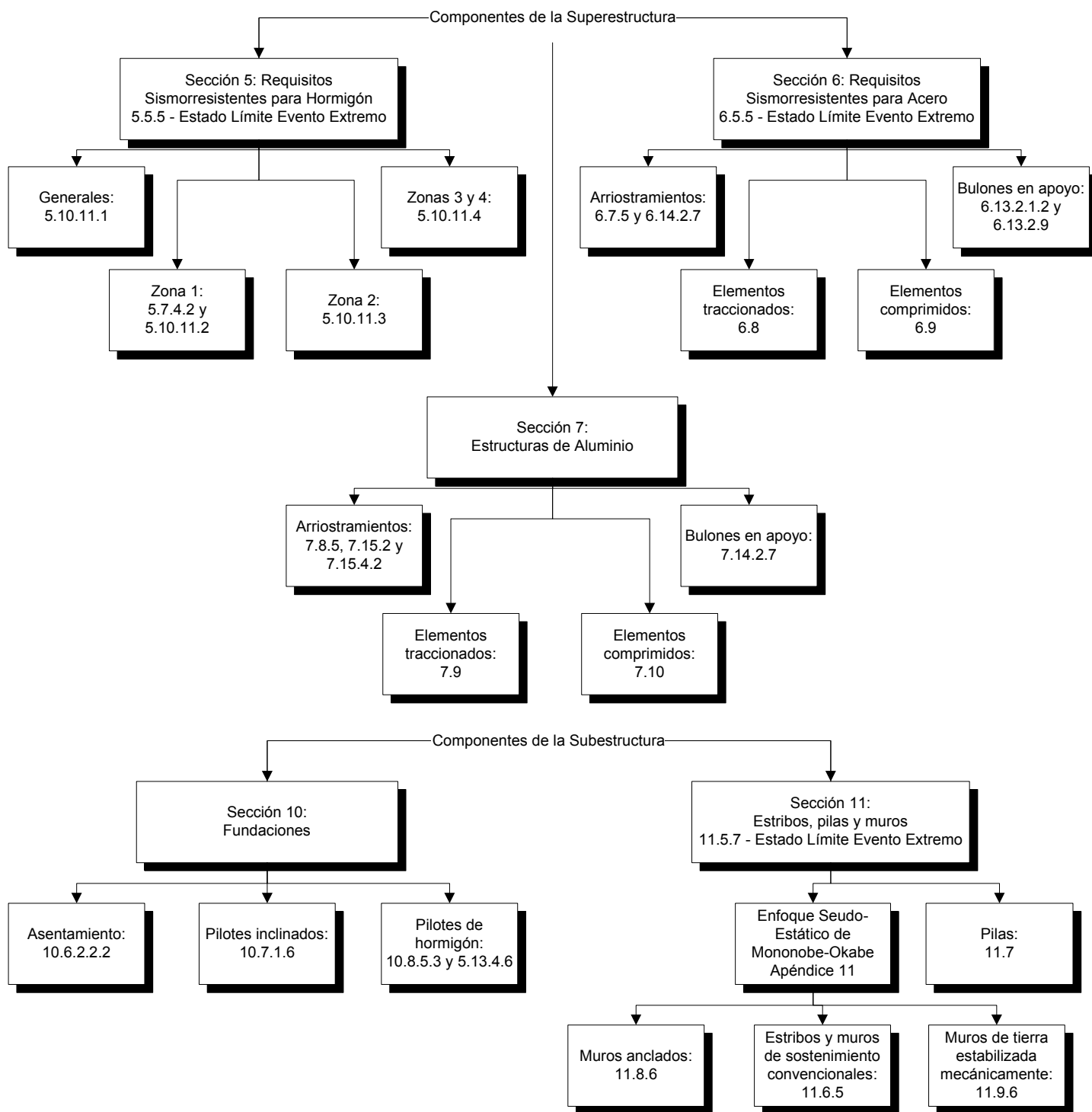
Woisin, G. 1976. "The Collision Tests of the GKSS." En *Jahrbuch der Schipbautechnischen Gesellschaft*, Vol. 70. Berlin, Alemania, pp. 465-487.

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

APÉNDICE A



DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LOS COMPONENTES DE UN PUENTE



APÉNDICE B

El Artículo 3.10.9.4.3a define las fuerzas resultantes de la rotulación plástica de las columnas, es decir, cuando la columna llega a su capacidad última de momento, y presenta dos procedimientos. Uno es para una columna individual que se rotula respecto de sus dos ejes principales; este procedimiento también es aplicable para pilares y caballetes que actúan como columnas individuales. El otro procedimiento es para un caballete de múltiples columnas en el plano del caballete. Las fuerzas se basan en la potencial sobrerresistencia de los materiales, y para que sea válido se deben utilizar los requisitos para el diseño de detalles de la presente sección a fin de que efectivamente pueda ocurrir la rotulación plástica de las columnas. La sobrerresistencia se debe a que las propiedades reales de los materiales son superiores a los valores mínimos especificados y se implementa especificando factores de resistencia mayores que la unidad. Este hecho se debe tomar en cuenta cuando, como fuerzas de diseño, se utilizan las fuerzas generadas por la fluencia de la columna. En general, la sobrerresistencia depende de los siguientes factores:

- Las dimensiones reales de la columna y la cantidad real de armadura utilizada.
- El efecto de un acero de mayor resistencia que la f_y especificada y los efectos del endurecimiento por deformación.
- El efecto de un hormigón de mayor resistencia que la f'_c especificada y del confinamiento proporcionado por la armadura transversal. Además, con el tiempo el hormigón continuará aumentando gradualmente su resistencia.
- El efecto de una deformación unitaria última por compresión del hormigón, real, mayor que 0,003.

Dimensiones de la Columna y Configuración de la Armadura

El diseñador debería seleccionar la columna de menores dimensiones y cuantía de armadura que satisfaga los requisitos para el diseño estructural. A medida que estos parámetros aumentan, también aumenta la sobrerresistencia. Esto puede llevar a un aumento de las dimensiones y el costo de las fundaciones. Es preferible utilizar un tamaño y cuantía que fuercen al diseño por debajo de la curva de interacción, particularmente en las regiones de sismicidad elevada. Sin embargo, la elección del tamaño de las columnas y su armadura también debe satisfacer requisitos arquitectónicos y posiblemente también requisitos de otros tipos, los cuales podrían resultar determinantes para el diseño.

Aumento de la Resistencia de la Armadura

Prácticamente todas las barras de armadura tendrán una tensión de fluencia mayor que el valor mínimo especificado; es posible que esta diferencia sea de hasta un 30 por ciento, mientras que la diferencia promedio es de 12 por ciento. Considerando este aumento, combinado con el efecto del endurecimiento por deformación, al calcular la sobrerresistencia de una columna es realista suponer una tensión de fluencia mayorada igual a $1,25 f_y$.

Aumento de la Resistencia del Hormigón

La resistencia del hormigón se define como la resistencia a la compresión especificada a los 28 días; esta es una baja estimación de la resistencia anticipada en obra. Típicamente, la resistencia de una mezcla de hormigón diseñada en forma conservadora es aproximadamente entre 20 y 25 por ciento mayor que el valor especificado. Además, el hormigón continuará aumentando su resistencia a medida que envejezca. Ensayos realizados en testigos extraídos de puentes construidos en California durante las décadas de 1950 y 1960 consistentemente han arrojado resistencias a la compresión mayores que $1,5 f'_c$. Además, la resistencia a la compresión mejora aún más por el posible confinamiento proporcionado por la armadura transversal. La aplicación rápida de carga debida a las fuerzas sísmicas también podría aumentar significativamente la resistencia (efecto de la velocidad de deformación). En vista de todos los factores mencionados, cuando ocurra un evento sísmico es probable que la resistencia real del hormigón sea significativamente mayor que la resistencia especificada a los 28 días. Por lo tanto, para el cálculo de la sobrerresistencia de las columnas se podría suponer una resistencia del hormigón mayorada igual a $1,5 f'_c$.

Deformación Unitaria Última por Compresión (ϵ_c)

A pesar de que ensayos realizados en hormigón no confinado indican que 0,003 es una deformación unitaria razonable para el primer aplastamiento, ensayos realizados en columnas muestran un marcado aumento de este valor. El empleo de este valor tan bajo para la deformación en la fibra extrema constituye una estimación muy conservadora de las deformaciones para las cuales aparece aplastamiento y descantillado en la mayoría de las columnas, y es considerablemente menor que la deformación unitaria anticipada en correspondencia con la máxima respuesta al evento sísmico de diseño. Investigaciones realizadas indican que la probable magnitud de la deformación unitaria última por compresión será del orden de 0,01 o mayor. Por lo tanto, como un valor realista, los diseñadores podrían suponer una deformación unitaria última igual a 0,01.

A los fines del cálculo, el espesor del recubrimiento de hormigón utilizado para calcular la sobrerresistencia de una sección no se deberá tomar mayor que 50 mm. Esta sección reducida será adecuada para todas las cargas aplicadas asociadas con la rótula plástica.

Capacidad de Sobrerresistencia

En la Figura B3-1 se ilustra cómo se puede obtener la capacidad de sobrerresistencia de una columna. El efecto del hecho que las propiedades de los materiales sean superiores a los valores especificados se ilustra comparando la curva de sobrerresistencia real (calculada utilizando valores realistas de f'_c , f_y y ϵ_c) con la curva de interacción de resistencias nominales (curva $P_n - M_n$). En general resulta satisfactorio aproximar la curva de sobrerresistencia multiplicando la resistencia nominal al momento por el factor 1,3 para cargas axiales por debajo de la "nariz" de la curva de interacción (es decir la curva $P_n - 1,3M_n$). Sin embargo, como se puede ver en la figura, esta curva puede tener un grado de error considerable si las cargas axiales están por encima de la "nariz" de la curva de interacción. Por este motivo se recomienda obtener la curva de sobrerresistencia aproximada multiplicando tanto P_n como M_n por $\phi = 1,3$ (es decir la curva $1,3P_n - 1,3M_n$). Esta curva tiene la misma forma general que la curva real cualquiera sea el nivel de carga axial.

En vista de lo discutido anteriormente se recomienda lo siguiente:

- Para todos los puentes con cargas axiales por debajo de P_b , la capacidad de momento considerando la sobrerresistencia se deberá suponer igual a 1,3 veces la capacidad de momento nominal.
- Para los puentes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4 y clasificados según su importancia como "otros puentes," y para todos los puentes ubicados en Zona Sísmica 2 para los cuales se ha invocado la rotulación plástica, la curva de sobrerresistencia para cargas axiales mayores que P_b se deberá aproximar multiplicando tanto P_n como M_n por $\phi = 1,3$.
- Para los puentes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4 y clasificados según su importancia como "esenciales" o "críticos," la curva de sobrerresistencia para cargas axiales mayores que P_b se deberá calcular utilizando valores realistas de f'_c , f_y y ϵ_c tal como se recomienda en la Tabla B3-1 o valores basados en resultados de ensayos reales. La sobrerresistencia así calculada no debería ser menor que el valor estimado mediante la curva aproximada basada en $1,3P_n$ y $1,3M_n$.

Tabla B3-1 – Valores mayorados recomendados para las propiedades de los materiales

f_y mayorada (mínimo)	$1,25f_y$
f'_c mayorada	$1,5f'_c$
ϵ_c mayorada	0,01

Falla por Corte

Una falla por corte en una columna o caballete de pilotes probablemente provocará el colapso parcial o total del puente; por lo tanto, la fuerza de corte de diseño se debe calcular de forma conservadora. Al calcular la fuerza de corte en una columna o caballete de pilotes se deben considerar las potenciales ubicaciones de las rótulas plásticas. En el caso de las columnas acampanadas, las rótulas pueden ocurrir en la parte superior e inferior de la campana. En el caso de los caballetes de múltiples columnas con un muro de altura parcial, es probable que las rótulas plásticas ocurran en la parte superior del muro, a menos que el muro sea estructuralmente independiente de la columna. En las columnas con fundaciones empotradas a gran profundidad, la rótula plástica puede ocurrir por encima de la losa de fundación o cabezal de pilotes. En el caso de los caballetes de pilotes, la rótula plástica puede ocurrir por encima del punto de fijación calculado. Debido a la gravedad de las consecuencias de una falla por corte, se recomienda adoptar un enfoque conservador al ubicar potenciales rótulas plásticas de manera que para calcular la mayor fuerza de corte potencial para el diseño se utilice la menor longitud potencial de columna junto con los momentos plásticos.

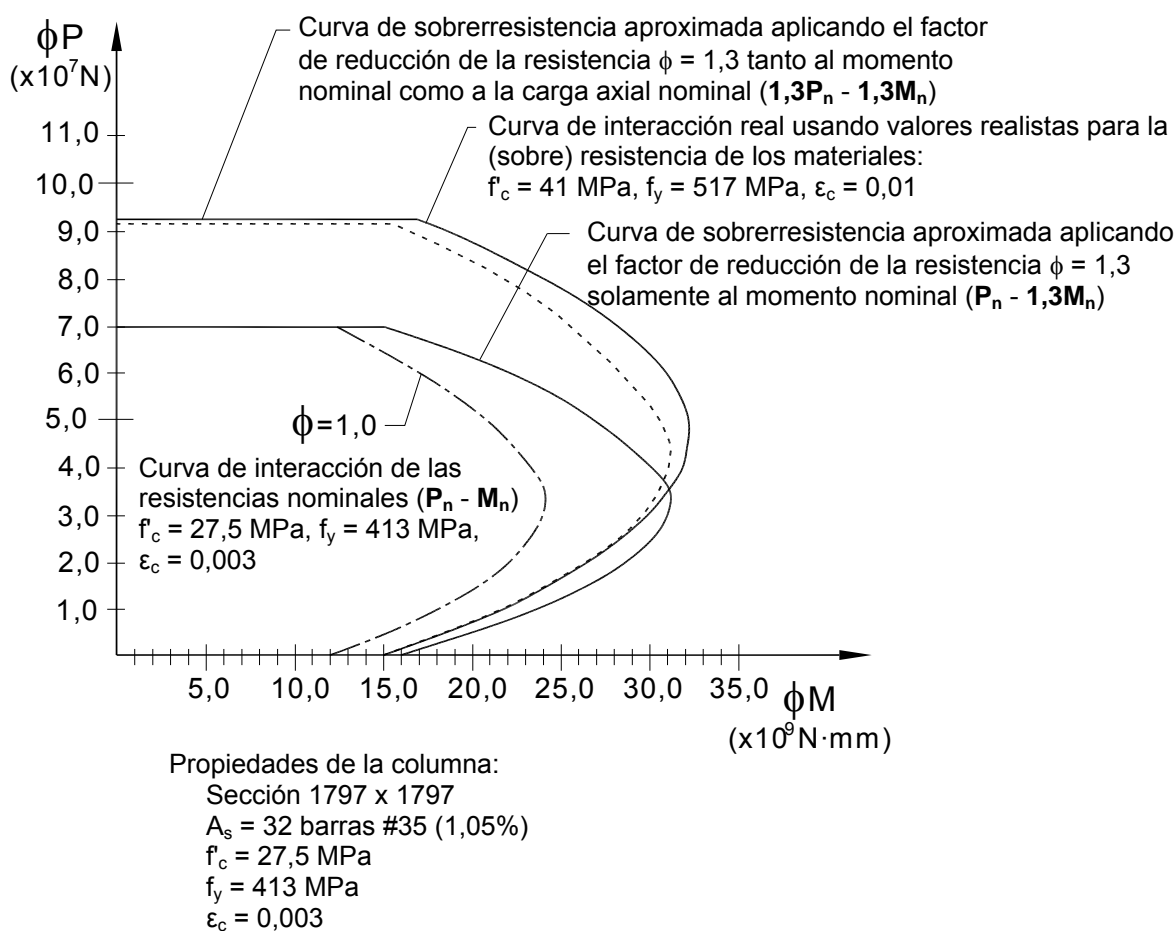


Figura B3-1 – Desarrollo de curvas aproximadas de interacción de las sobrerresistencias a partir de las curvas correspondientes a las resistencias nominales (Gajer y Wagh 1994)