

# CAPÍTULO VIII

## CIMIENTOS Y ESTRIBOS

### 8.1. Introducción

En este capítulo se trata la comprobación de cimentaciones y estribos de puentes, en los aspectos que son específicos de la situación sísmica.

Además, se dan algunos criterios geotécnicos que es necesario tener en cuenta para llevar a cabo la caracterización del terreno, exigida en el apartado 3.2, y para considerar la interacción terreno-estructura en el modelo de cálculo, cuando sea necesario según el apartado 4.2.3.2.

### 8.2. Propiedades del terreno

Para los cálculos en que interviene el terreno de cimentación es necesario determinar su estratigrafía, resistencia y rigidez. Un parámetro que permite la determinación de esta última es la velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales.

A los efectos de esta norma, los terrenos se clasifican según su naturaleza en roca, suelos granulares y suelos cohesivos.

#### 8.2.1. Resistencia

Los esfuerzos asociados a la vibración sísmica toman la forma de carga rápida, por lo que, en general, el comportamiento del terreno queda definido mediante un proceso sin drenaje. Cuando no se prevean fenómenos de licuación, la resistencia de los suelos en condiciones sísmicas podrá determinarse a partir de los parámetros de cálculo correspondientes a una rotura sin drenaje bajo carga estática, en el estado de consolidación correspondiente a las fuerzas gravitatorias anteriores al terremoto.

Cuando el terreno de cimentación esté constituido por roca, para las comprobaciones resistentes podrán utilizarse los mismos parámetros que en el caso de situación no sísmica. La determinación de estos parámetros se llevará a cabo preferiblemente mediante ensayos *in situ* o sobre probetas de roca, según el caso.

#### 8.2.2. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales

En los puentes de importancia especial, cuando la aceleración de cálculo  $a_c$  sea mayor o igual que  $0,16g$  o cuando se haya estimado un valor del coeficiente  $C$ , según el apartado 3.2, mayor o igual que 1,6, la velocidad de propagación de las ondas transversales  $v_s$  se determinará de forma directa, por medio de mediciones geofísicas en sondeos.

### 8.2.3. Flexibilidad y amortiguamiento

Cuando se considere necesario hacer un estudio específico del emplazamiento para analizar la amplificación de la acción sísmica entre el sustrato rocoso y la superficie del terreno y cuando se quiera analizar la interacción terreno-estructura, se determinará el perfil de valores de la rigidez transversal  $G$  mediante mediciones geofísicas en sondeos de la velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales  $v_s$ .

Cuando se quiera analizar la interacción terreno-estructura, será también necesario definir el amortiguamiento del terreno. El amortiguamiento interno podrá determinarse mediante ensayos de campo o de laboratorio. A falta de medidas directas, y para aceleraciones de cálculo inferiores a  $0,10g$ , podrá adoptarse un valor  $0,03$  para el índice de amortiguamiento interno.

## 8.3. Comprobaciones relativas al terreno de cimentación

La profundidad del terreno de cimentación que hay que considerar en las comprobaciones que figuran en este apartado se determinará, en cada caso, en función de las características del terreno y del tipo de cimiento.

### 8.3.1. Licuación

A los efectos de esta Norma, se define licuación como la disminución de la resistencia al corte en un suelo no cohesivo saturado, debido al aumento de la presión intersticial durante un terremoto, pudiendo llegar a producirse la anulación de la presión efectiva entre sus partículas, así como deformaciones permanentes significativas.

Cuando el terreno de cimentación contenga capas o lentejones de arenas situadas total o parcialmente bajo el nivel freático, deberá evaluarse la seguridad frente al fenómeno de la licuación. Esta evaluación se efectuará también en el caso de rellenos arenosos poco compactos que puedan quedar bajo el nivel del agua.

Podrá evitarse la comprobación de la seguridad frente a la licuación cuando se cumpla alguna de las condiciones siguientes:

- Suelos arenosos con más de un 35% de limos en los que el valor normalizado del índice  $N$  del ensayo SPT sea  $N_{1,60} > 20$ .
- Suelos arenosos con un contenido de finos menor o igual que el 5% en los que el valor normalizado del índice  $N$  del ensayo SPT sea  $N_{1,60} > 30$ .
- Suelos arenosos con más de un 20% de arcillas e índice de plasticidad  $IP > 10$ , siempre que la aceleración de cálculo  $a_c$  sea menor que  $0,15g$ .

Cuando la licuación resulte un aspecto crítico, deberán proyectarse las medidas adecuadas para la subsanación de dicha situación, como la sustitución de la zona potencialmente licuable, el empleo de técnicas de densificación o de mejora del terreno o el proyecto de una cimentación profunda que transmita las cargas a capas de terreno no susceptibles de licuar.

### 8.3.2. Asientos inducidos por la vibración sísmica

Cuando el terreno de cimentación incluya a poca profundidad capas potentes de suelos granulares, se deberá evaluar el posible asiento inducido por la vibración sísmica, que deberá ser compatible con la seguridad de la estructura. Como primera aproximación, podrá seguirse el procedimiento de cálculo de asientos recogido en el Anejo 5.

También pueden producirse asientos excesivos en el caso de que el terreno de cimentación esté formado por suelos cohesivos blandos, debido a la degradación de los mismos bajo la acción de un sismo.

## 8.4. Comprobaciones relativas a los cimientos

Las cimentaciones de los puentes no se usarán como fuentes de disipación histerética de energía. Es decir, bajo la acción sísmica, deben tener un comportamiento esencialmente elástico.

### 8.4.1. Esfuerzos de cálculo

A efectos de las comprobaciones resistentes de las cimentaciones, los esfuerzos solicitantes se obtendrán modificando los que resulten del cálculo modal espectral de acuerdo con el criterio siguiente:

- En puentes proyectados con comportamiento esencialmente elástico, los esfuerzos solicitantes serán directamente los obtenidos del cálculo modal espectral para la combinación sísmica de acciones definida en el apartado 2.4.
- En puentes proyectados con ductilidad limitada ( $q \leq 1,5$ ), los esfuerzos solicitantes serán los obtenidos del cálculo modal espectral para la combinación sísmica de acciones, multiplicados por el factor de comportamiento utilizado.
- En puentes proyectados con comportamiento dúctil ( $q > 1,5$ ), los esfuerzos serán los obtenidos aplicando los criterios de proyecto por capacidad, según el apartado 5.3.1.

### 8.4.2. Verificaciones resistentes de cimentaciones superficiales

Se efectuarán las mismas comprobaciones resistentes (ELU) que en condiciones normales de uso del puente, considerando que sobre la cimentación actúan los esfuerzos indicados en el apartado 8.4.1 y adoptando los coeficientes de seguridad correspondientes a situaciones accidentales. Los parámetros resistentes del terreno serán los especificados en el apartado 8.2.1.

Además, en los puentes proyectados con comportamiento dúctil, si se prevé la formación de rótulas en la base de las pilas, será necesario efectuar en las zapatas las comprobaciones que figuran en el apartado 5.3.1.5 y disponer las armaduras indicadas en ese mismo apartado.

Teniendo en cuenta que bajo la acción del sismo, parte de la cimentación puede perder la presión de contacto, se dispondrá en todos los casos una armadura principal en la cara superior de la zapata.

### 8.4.3. Verificaciones resistentes de cimentaciones profundas

Los elementos de cimentación profunda deben proyectarse considerando que durante un terremoto van a estar sometidos a dos tipos de fuerzas:

- a) Las fuerzas transmitidas por la superestructura, determinadas según lo indicado en el apartado 8.4.1, que se representan mediante una fuerza vertical, otra horizontal y un momento aplicados en la base del encepado.
- b) Las fuerzas cinemáticas debidas a la deformación que les impone el terreno circundante al paso de las ondas sísmicas.

El modelo de cálculo que se emplee para determinar los esfuerzos a lo largo del pilote en situación sísmica debe reproducir lo más fielmente posible:

- La rigidez del pilote.
- La rigidez lateral del terreno, considerando la magnitud de las deformaciones del suelo y teniendo en cuenta que la carga es cíclica.
- La influencia entre pilotes próximos.
- La capacidad de rotación del encepado y de la unión de éste con los pilotes.

Se efectuarán las mismas comprobaciones resistentes (ELU) que en condiciones normales de uso del puente, adoptando los coeficientes de seguridad correspondientes a situaciones accidentales y considerando los parámetros resistentes del terreno especificados en el apartado 8.2.1.

Cuando un pilote atraviese zonas del terreno con riesgo de licuación, conforme a lo especificado en el apartado 8.3.1, no se considerará la contribución de dichas zonas en el cálculo de la resistencia por fuste del pilote.

Además, en los puentes proyectados con comportamiento dúctil, si se prevé la formación de rótulas plásticas en la base de las pilas, será necesario efectuar en los encepados las comprobaciones que figuran en el apartado 5.3.1.5 y disponer las armaduras indicadas en ese mismo apartado.

Aunque los pilotes y pantallas, como elementos de cimentación, deben permanecer dentro del rango elástico durante un terremoto, es necesario asegurar unas condiciones mínimas de ductilidad en zonas críticas en las que, en determinadas circunstancias, podrían llegar a producirse rótulas plásticas.

## **8.5. Estribos**

### **8.5.1. Criterios constructivos**

En el trasdós de los estribos deberá disponerse un relleno localizado de material granular, extendido en capas que deberán compactarse in situ adecuadamente, para alcanzar la mayor continuidad posible con el terreno natural o los terraplenes de acceso en su caso.

El sistema de drenaje del trasdós deberá tener las características necesarias para admitir los movimientos inducidos por el sismo sin pérdida de efectividad.

La losa de transición, situada sobre el relleno localizado, deberá anclarse adecuadamente al estribo para mantener su funcionalidad bajo la acción del sismo.

### **8.5.2. Criterios de cálculo**

Los elementos principales de los estribos deben tener un comportamiento esencialmente elástico bajo la acción del sismo.

Debe garantizarse la ausencia de fenómenos de licuación y de asentamientos excesivos por efecto de la vibración sísmica en el material de relleno del trasdós.

Para verificar la seguridad de los estribos en situación sísmica, se efectuarán las mismas comprobaciones resistentes (ELU) que en condiciones normales de uso del puente, teniendo en cuenta la amplificación dinámica de los empujes que actúan sobre ellos y considerando las particularidades que, para cada tipo de estribo, se indican en los apartados 8.5.2.1 y 8.5.2.2.

Los coeficientes de seguridad serán los correspondientes a situaciones accidentales.

#### **8.5.2.1. Estribos con unión flexible al tablero**

En este caso, el tablero se apoya en el estribo mediante aparatos de apoyo elastoméricos o deslizantes. No debe tenerse en cuenta ningún tipo de contribución de los aparatos de apoyo a la resistencia de los estribos frente al sismo.

Deberán considerarse las acciones siguientes:

- a) Fuerzas transmitidas por los apoyos. En el caso de puentes proyectados con comportamiento dúctil, estas fuerzas se determinarán con criterios de proyecto por capacidad, de acuerdo con lo que se indica en el apartado 5.3.1.2 respecto a la presencia de apoyos deslizantes y elastoméricos. En el resto de los casos, las reacciones serán las que resulten del cálculo sísmico.
- b) Fuerzas de inercia del propio estribo incluyendo las de la masa de tierras confinadas por el estribo que puedan vibrar solidariamente con el mismo.

- c) Empuje de las tierras, incluyendo el efecto sísmico y las características de suelo sumergido donde proceda, que podrá obtenerse conforme a lo especificado en el Anejo 6.

Si la estimación del empuje de tierras lleva implícitamente aparejada la hipótesis de un cierto desplazamiento del estribo, éste deberá tenerse en cuenta al definir la separación entre tablero y estribo. En ese caso, también es necesario verificar que dicho desplazamiento puede llegar a producirse sin que tenga lugar la rotura del estribo. Podrá considerarse que esta última condición se cumple si el estribo se dimensiona a partir del empuje de tierras definido en el párrafo anterior incrementado en un 30%.

- d) Empuje del agua en uno o en ambos lados del estribo cuando proceda, que podrá obtenerse conforme a lo especificado en el Anejo 6.

### **8.5.2.2. Estribos rígidamente unidos al tablero**

En este caso, la conexión del tablero con el estribo puede ser monolítica, o bien, a través de aparatos de apoyo fijos o de dispositivos proyectados para resistir la acción del sismo. Estos estribos tienen una participación importante en la respuesta sísmica del puente, tanto en la dirección longitudinal como transversal.

En el modelo numérico se debe representar adecuadamente la masa y rigidez del estribo, así como la elasticidad del terreno y el amortiguamiento de radiación. Cuando en la resistencia del puente frente al sismo participen las pilas u otros elementos, además de los estribos, es conveniente efectuar el cálculo con los valores máximos y mínimos de las características del suelo (ver apartado 4.2.3.2), de forma que se obtengan los resultados más conservadores tanto para los estribos como para las pilas.

En general, cuando los estribos estén rígidamente unidos al tablero, el factor de comportamiento considerado en el cálculo deberá ser  $q \leq 1,5$  (ver Tabla 4.1). Si el estribo está enterrado más del 80% de su altura en un terreno consistente, podrá considerarse que el movimiento de la estructura no sufre amplificación respecto al del suelo, en cuyo caso, debe adoptarse un valor del factor de comportamiento  $q = 1$  y las fuerzas de inercia se determinarán a partir de la aceleración de cálculo  $a_c$ .

En la dirección longitudinal, deberán considerarse las acciones siguientes:

- a) Fuerzas de inercia de la estructura, que pueden estimarse utilizando el método del modo fundamental.
- b) Empuje de las tierras incluyendo el efecto sísmico y las características de suelo sumergido, donde proceda, que podrá obtenerse en primera aproximación conforme a lo especificado en el Anejo 6. Se deberá considerar el empuje activo en un estribo (en el mismo sentido que las fuerzas de inercia) y el pasivo en el otro. En general, sólo se podrá contar con la fracción del empuje pasivo que sea compatible con los desplazamientos previstos.
- c) Empuje del agua en uno o en ambos lados del estribo cuando proceda, que podrá obtenerse conforme a lo especificado en el Anejo 6.

## **8.6. Marcos enterrados**

Si la montera de tierras sobre un marco tiene un espesor inferior a la mitad de su luz, se podrán seguir los criterios de cálculo especificados para el caso de estribos rígidamente unidos al tablero.

Si el espesor de la montera es mayor que la mitad de su luz, puede considerarse que la hipótesis de respuesta sísmica inercial, da lugar a unos resultados poco ajustados a la realidad. En ese caso, el comportamiento del marco en situación sísmica puede analizarse calculando la estructura sometida a los movimientos impuestos por la deformación sísmica del terreno en campo libre (compatibilidad cinemática entre la estructura y el terreno circundante).

A estos efectos, puede suponerse que en el terreno se produce un campo de deformación tangencial uniforme con una deformación tangencial de valor:

$$\gamma_s = \frac{v_c}{v_s(a_c)} \quad (8.1)$$

donde:

- $\gamma_s$  Deformación tangencial.
- $v_c$  Velocidad máxima del suelo, definida en el apartado 3.6.
- $v_s(a_c)$  Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales correspondiente a la aceleración del suelo.

## Comentarios

### C.8.1. Introducción

### C.8.2. Propiedades del terreno

#### C.8.2.1. Resistencia

Cuando se emplee el modelo Mohr-Coulomb para determinar la resistencia al corte de un suelo en condiciones sísmicas, los parámetros más adecuados serán, en general, la resistencia al corte sin drenaje  $s_u$  en suelos cohesivos y el ángulo de rozamiento interno en presiones totales  $\phi$  en suelos granulares. Alternativamente, en el caso de suelos arenosos susceptibles de licuación, podrán utilizarse parámetros geotécnicos en tensiones efectivas, siempre que se haya efectuado una evaluación de las presiones intersticiales generadas durante el proceso de carga cíclica rápida.

#### C.8.2.2. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales

#### C.8.2.3. Flexibilidad y amortiguamiento

La flexibilidad y el amortiguamiento del terreno se tienen en cuenta indirectamente al determinar los coeficientes  $C$  y  $S$ , según los apartados 3.2 y 3.4, que definen la amplificación de la aceleración sísmica de cálculo y la forma del espectro de respuesta. El módulo de rigidez transversal  $G$  y el amortiguamiento interno del terreno  $\zeta$  varían en función de la amplitud de la deformación de corte que, a su vez, depende de la intensidad de la sacudida sísmica. Para vibraciones de muy poca amplitud que produzcan deformaciones de corte muy pequeñas se produce el mayor valor de  $G$  y el menor valor de  $\zeta$ :

$$G_{\max} = \rho \cdot v_s^2$$

$$\zeta = 0,03$$

siendo:

- $\rho$  Densidad del terreno (incluyendo el esqueleto sólido y el agua que le acompaña en la vibración).
- $v_s$  Velocidad de propagación de las ondas transversales, determinada mediante prospección geofísica.

Para vibraciones de mayor amplitud deberán utilizarse valores adecuados del coeficiente reductor  $G/G_{\max}$  y del índice de amortiguamiento  $\zeta$ .

A falta de datos específicos, en terrenos en los que no sean esperables sobrepresiones intersticiales significativas, podrán considerarse los valores de  $G$  y  $\zeta$  indicados en la Tabla C.8.1.

TABLA C.8.1

Valores aproximados de  $G$  y  $\zeta$  en suelos en que no se generen sobrepresiones intersticiales significativas

Aceleración $a_c$	$G/G_{\max}$	$\zeta$
0,10 g	0,80 ( $\pm$ 0,15)	0,02-0,05
0,20 g	0,50 ( $\pm$ 0,20)	0,05-0,08
0,30 g	0,35 ( $\pm$ 0,20)	0,08-0,12

En los casos en que se prevean sobrepresiones intersticiales importantes, el módulo de deformación tangencial  $G$  debe adecuarse a los valores de la tensión efectiva en el terreno.

### C.8.3. Comprobaciones relativas al terreno de cimentación

Con carácter orientativo, se podrán considerar los valores de profundidad recogidos en la tabla C.8.2:

TABLA C.8.2

Tipo de cimentación		Tipo de terreno	Profundidad mínima, $z_{min}$ (m)
Superficial (zapatas)		Caso general (excepto suelos blandos)	máx {1,5 B; 20 m}
		Suelos blandos	máx {10 + $\sqrt{A}$ ; 20 m}
Profunda (pilotes)	Por punta	Caso general	máx { $z_o + 10 D$ ; $z_o + 1,5 B$ ; $z_o + 6$ ; 20 m}
	Por fuste		máx { $L + 5 D$ ; 1,5(L + B); 20 m}

Donde:  $B$  Dimensión menor, en planta, de la zapata o grupo de pilotes.  
 $A$  Área de apoyo del cimiento, expresada en metros cuadrados ( $m^2$ ).  
 $z_o$  Profundidad del estrato o nivel competente donde vayan a apoyar los pilotes, expresados en metros (m).  
 $D$  Diámetro del pilote.  
 $L$  Longitud del pilote.

**C.8.3.1. Licuación**

Resultan especialmente propensos a la licuación los terrenos que incluyan estratos o lentejones de arena, particularmente cuando su potencia sea importante, su índice de densidad bajo y el nivel freático se encuentre somero.

El valor normalizado  $N_{1,60}$  al que se refiere el artículo se obtiene a partir del índice  $N$  del ensayo SPT de la forma siguiente:

$$N_{1,60} = C_N N_{60}$$

donde:

$N_{1,60}$  Valor del índice  $N$  del ensayo SPT realizado conforme a UNE ISO 224763, normalizado para una energía útil del 60% de la nominal, a una presión efectiva vertical de 0,1 MPa.

$C_N$  Factor de corrección por efecto de la presión efectiva vertical a la cota de realización del ensayo, que puede calcularse con la siguiente expresión:

$$C_N = \sqrt{P_a / \sigma'_v} \quad \text{con} \quad C_N \leq 1,7$$

siendo:

$P_a$  Presión atmosférica, que puede tomarse simplícidamente con el valor  $P_a = 0,1$  MPa.

$\sigma'_v$  Presión efectiva vertical sobre el plano medio definido en la realización del ensayo SPT.

$N_{60}$  Valor normalizado del índice  $N$  del ensayo SPT para una energía útil del 60% de la nominal, que puede calcularse con la siguiente expresión:

$$N_{60} = C_L C_S N_{SPT}$$

siendo:

$N_{SPT}$  Índice  $N$  obtenido a una determinada profundidad al efectuar el ensayo de penetración estándar SPT conforme a UNE ISO 224763 (Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de campo. Parte 3: Ensayos de penetración estándar).

$C_L$  factor de corrección para tener en cuenta la longitud total del varillaje (incluyendo la longitud de varillas que sobresalga del terreno) en la realización del ensayo SPT, que puede obtenerse de la tabla C.8.3:

TABLA C.8.3

Longitud de las varillas (m)	$C_L$
< 3	0,75
3 a 4	0,80
4 a 6	0,85
6 a 10	0,95
> 10	1,00

$C_S$  Factor de corrección para tener en cuenta el diámetro del sondeo, que puede obtenerse de la tabla C.8.4:

TABLA C.8.4

Diámetro del sondeo (mm)	$C_S$
60 a 115	1,00
115 a 150	Interpolación lineal
150	1,05

Si al efectuar el ensayo de penetración SPT se conociera el porcentaje de energía  $ER$  que llega realmente

te al terreno, y éste fuera diferente del 60%, el valor de  $N_{60}$  podría obtenerse multiplicando el índice obtenido en dicho ensayo  $N_{ER}$  por la relación de energías correspondiente:

$$N_{60} = N_{ER} \frac{ER}{60}$$

El riesgo de licuación podrá evaluarse comparando la tensión tangencial provocada por el terremoto  $\tau_E$  con la tensión tangencial crítica  $\tau_L$  a partir de la cual se estima que tiene lugar el fenómeno de la licuación. En general, podrá considerarse que existe suficiente seguridad frente a la licuación cuando se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{\tau_L}{\tau_E} \geq F_L$$

donde  $F_L$  es el coeficiente de seguridad frente a la licuación para el que se adoptarán los valores siguientes:

- 1,5 en terrenos de cimentación
- 2,0 en rellenos de trasdós de estribos

En el caso de terrenos de cimentación, la seguridad frente a la licuación se deberá evaluar a todas las profundidades comprendidas entre la del nivel freático y la indicada en la tabla C.8.2.

— *Evaluación del riesgo de licuación en terrenos naturales y en rellenos ya construidos*

Cuando se trate de terrenos de superficie aproximadamente horizontal y para profundidades menores de 20 m, la tensión tangencial provocada por el terremoto  $\tau_E$  puede estimarse a partir de la expresión siguiente:

$$\tau_E = 0,65 r_d \sigma_v a_c / g$$

donde:

$r_d$  Factor reductor de la tensión por efecto de la profundidad, que puede calcularse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$r_d = 1,0 - 0,00765 z \quad \text{si} \quad z \leq 9 \text{ m}$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267 z \quad \text{si} \quad 9 \text{ m} < z \leq 20 \text{ m}$$

$z$  Profundidad a la que se comprueba la licuación.

$\sigma_v$  Presión vertical total sobre el plano horizontal a la profundidad  $z$ .

$a_c$  Aceleración sísmica de cálculo, según el apartado 3.4.

$g$  Aceleración de la gravedad.

La tensión tangencial crítica  $\tau_L$  podrá obtenerse mediante la expresión siguiente:

$$\tau_L = K_M R_{L,1} \sigma'_v$$

donde:

$K_M$  Factor que puede determinarse con la expresión siguiente:

$$K_M = 1,5 - 1,8 (K - 1)^{1/2}$$

siendo  $K$  el coeficiente de contribución definido en el apartado 3.5

$\sigma'_v$  Presión vertical efectiva sobre el plano horizontal a la profundidad  $z$  en la que se comprueba la licuación.

$R_{L,1}$  Valor normalizado de la tensión tangencial crítica, correspondiente a un terremoto de magnitud  $M = 7,5$  para una presión normal efectiva de 0,1 MPa y una tensión tangencial nula. Se determina de acuerdo con la figura C.8.1:

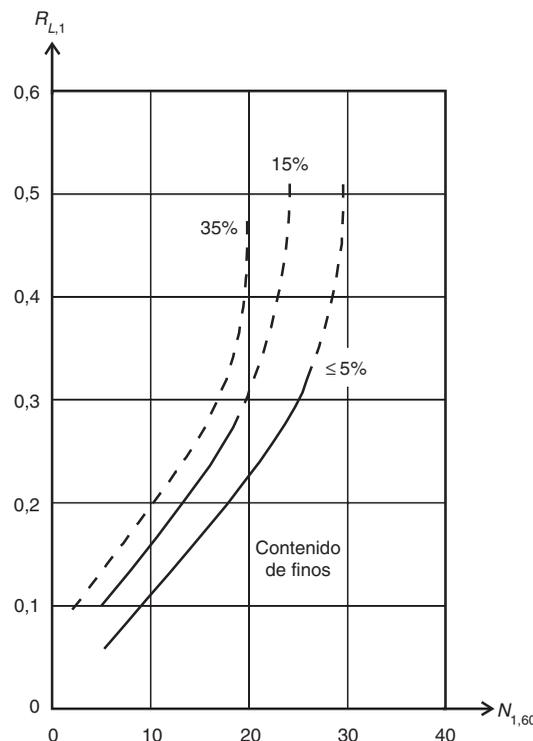


Figura C.8.1

Cuando la superficie del terreno sea inclinada o la profundidad a la que se desee comprobar la licuación supere los 20 m, deberá modificarse convenientemente el valor de  $R_{L,1}$  que se obtiene de la figura C.8.1.

— *Evaluación del riesgo de licuación en proyectos de rellenos*

La tensión tangencial provocada por el terremoto  $\tau_E$  puede obtenerse mediante un cálculo de la respuesta del relleno al movimiento sísmico, adoptando el valor  $\tau_E = 0,65 \tau_{m\acute{a}x}$ , donde  $\tau_{m\acute{a}x}$  es la tensión tangencial máxima producida por el sismo. Alternativamente,  $\tau_E$  podrá obtenerse a partir de la expresión indicada para los terrenos naturales, siempre que se tenga en cuenta en la determinación de  $\tau_L$  la modificación por efecto de las tensiones tangenciales bajo los taludes, en su caso.

La tensión tangencial crítica  $\tau_L$  se determinará preferiblemente a partir de ensayos de laboratorio (normalmente de corte o triaxial cíclico), sobre muestras compactadas según lo especificado en el proyecto. La tensión tangencial crítica  $\tau_L$  será el valor de la tensión tangencial que produce la licuación en un número de ciclos uniformes equivalente al terremoto. El número de ciclos equivalente al terremoto no debe ser menor que el indicado en la tabla C.8.5:

TABLA C.8.5

Magnitud $M$	Número de ciclos uniformes equivalentes
5,25	3
6,00	6
6,75	12
7,50	18
8,50	30

### C.8.3.2. Asientos inducidos por la vibración sísmica

### C.8.4. Comprobaciones relativas a los cimientos

#### C.8.4.1. Esfuerzos de cálculo

En el caso de puentes proyectados con comportamiento dúctil, las cimentaciones se consideran elementos protegidos por capacidad, según la definición dada en el apartado 5.3.1.1, y por tanto los esfuerzos solicitantes a considerar en las comprobaciones resistentes serán los esfuerzos por capacidad, según el apartado 5.3.1.4.

#### C.8.4.2. Verificaciones resistentes de cimentaciones superficiales

#### C.8.4.3. Verificaciones resistentes de cimentaciones profundas

A falta de otras prescripciones en la normativa vigente, a continuación, se indican las zonas que se pueden considerar críticas en cimentaciones profundas y las disposiciones de armado pertinentes:

- La parte superior de los pilotes, situada inmediatamente bajo el encepado.

En general, puede tomarse como zona de formación potencial de rótulas, una longitud igual a tres veces el diámetro del pilote o el espesor de la pantalla. Cuando las capas superiores del terreno tengan unas condiciones resistentes muy bajas, estas longitudes deben aumentarse al doble.

La armadura de confinamiento en este caso debe ser la misma que la prescrita para las zonas de rótulas plásticas de pilas en el apartado 6.2.

- Zona a la altura de las interfaces de estratos que tengan una gran diferencia en su capacidad de deformación tangencial, debido a la interacción cinemática suelo-pilote. Se puede considerar que éste es el caso cuando existe un estrato susceptible de licuación.

La longitud es en este caso de dos veces el diámetro del pilote o el espesor de la pantalla a cada lado de la interfaz.

Cuando exista un estrato susceptible de licuación, la zona de formación potencial de rótulas puede considerarse con una longitud igual al espesor del estrato licuable más dos veces el diámetro del pilote o el espesor de la pantalla a cada lado de las interfaces que limitan dicho estrato.

La armadura de confinamiento en este caso debe ser la misma que la prescrita para las zonas de rótulas plásticas de pilas en el apartado 6.2.

- Zona de máximo momento flector en el pilote o pantalla.

La longitud de la zona crítica y la armadura de confinamiento pueden tomarse iguales a las del caso anterior.

Además de la armadura de confinamiento localizada en las zonas críticas, es necesario disponer en toda la longitud del elemento una armadura longitudinal y transversal, que cumpla las condiciones siguientes:

- Armadura longitudinal en pilotes:

Diámetro mínimo: 12 mm  
 Número mínimo de barras: 6  
 Separación máxima entre barras: 25 cm  
 Cuantía geométrica mínima:

$$0,6\% \quad \text{si } D \leq 1,00 \text{ m}$$

$$\frac{0,6\%}{\sqrt{D}} \quad \text{si } D > 1,00 \text{ m}$$

siendo  $D$  el diámetro del pilote en (m).

Cuantía máxima: la indicada para pilas en el apartado 6.2.2.2.

- Armadura transversal en pilotes:

Diámetro mínimo: 10 mm  
 Distancia máxima entre cercos:

$$\begin{array}{ll} 10 \text{ cm} & \text{en las zonas críticas} \\ 12\varnothing_L & \text{en el resto del pilote} \end{array}$$

siendo  $\varnothing_L$  el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.

Cuantía geométrica mínima:

$$\begin{array}{ll} 0,8\% & \text{en zonas críticas} \\ 0,6\% & \text{en el resto del pilote} \end{array}$$

Si para la ejecución del pilote se utiliza una camisa perdida, se puede considerar ésta como parte de la armadura transversal, con las limitaciones siguientes:

- La sección a considerar de la camisa debe disminuirse adecuadamente si se estima que pueden producirse pérdidas de espesor por corrosión a lo largo de la vida útil del puente.
- La armadura transversal dispuesta no es inferior al 50% de lo indicado más arriba.

— Armadura longitudinal en pantallas

Diámetro mínimo: 12 mm  
 Separación máxima entre barras: 35 cm  
 Cantidad geométrica mínima:

$$\begin{aligned} 0,50\% & \text{ si } A_c \leq 1,00 \text{ m}^2 \\ 0,25\% & \text{ si } A_c \geq 2,00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Interpolación lineal entre 0,50% y 0,25%:

$$\text{si } 1,00 \text{ m}^2 < A_c < 2,00 \text{ m}^2$$

siendo  $A_c$  la sección transversal de la pantalla.

Cantidad máxima: la indicada para pilas en el apartado 6.2.

— Armadura transversal en pantallas:

Diámetro mínimo: 10 mm  
 Separación máxima entre cercos:

$$\begin{aligned} 10 \text{ cm} & \text{ en las zonas críticas} \\ 12 \varnothing_L < 35 \text{ cm} & \text{ en el resto de la pantalla} \end{aligned}$$

siendo  $\varnothing_L$  el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.

Cantidad geométrica mínima:

$$\begin{aligned} 0,8\% & \text{ en zonas críticas} \\ 0,6\% & \text{ en el resto de la pantalla} \end{aligned}$$

### C.8.5. Estribos

#### C.8.5.1. Criterios constructivos

#### C.8.5.2. Criterios de cálculo

##### C.8.5.2.1. Estribos con unión flexible al tablero

Para proceder al cálculo de los empujes de tierras es habitual la consideración de un trasdós virtual que incluya la masa de tierras confinada por el estribo. En tales circunstancias debe suponerse que el terreno comprendido entre el trasdós virtual y el estribo acompaña a éste en su movimiento y da lugar a las correspondientes fuerzas de inercia. El terreno exterior a ese trasdós virtual quedará representado por sus empujes.

Para estudiar el comportamiento longitudinal de un estribo con unión flexible al tablero, hay que analizar las dos situaciones siguientes:

a) El tablero se mueve hacia el estribo.

El equilibrio se establece entre las fuerzas transmitidas por los apoyos al estribo más las de inercia, por un lado, y el empuje pasivo en el trasdós más el rozamiento en la base del estribo, por otro lado.

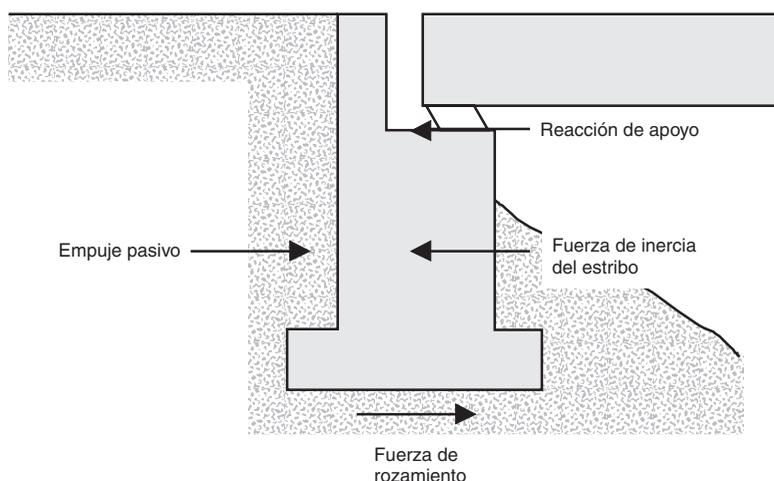


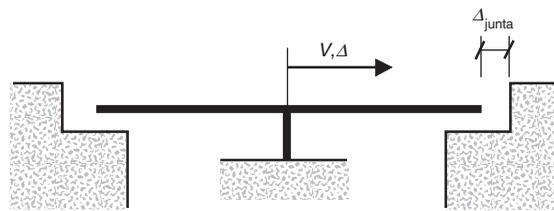
Figura C.8.2. Equilibrio de fuerzas horizontales longitudinales cuando el tablero se mueve hacia el estribo

Si existe la posibilidad de cierre de la junta, debe considerarse la conveniencia de utilizar el murete superior como fusible para mantener la estabilidad del cuerpo principal del estribo.

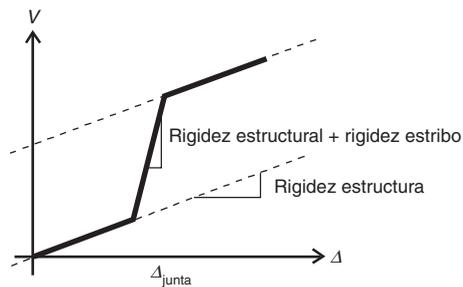
El cierre de la junta implica una variación brusca de la rigidez. En tal circunstancia, para simplificar el cálculo dinámico puede considerarse una rigidez equivalente definida por la intersección con el diagrama de cargas equivalentes al espectro (figura C.8.3).

b) El tablero se aleja del estribo

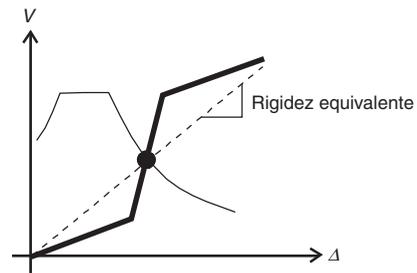
En este caso, el empuje activo en el trasdós, la reacción de apoyo y la fuerza de inercia del muro deben ser resistidas por el rozamiento en la base y por una fracción del empuje pasivo en el intradós siempre que pueda garantizarse su presencia. La fracción a considerar en el cálculo depende del desplazamiento necesario para movilizar



(a)



(b)



(c)

Figura C.8.3. Variación de rigidez con el cierre de la junta de dilatación

ese empuje pasivo y del desplazamiento previsto o admisible en el estribo. Eventualmente, podrían disponerse anclajes en el estribo.

Para estudiar el comportamiento transversal de un estribo con unión flexible al tablero, el equilibrio se establece entre las fuerzas transmitidas por los apoyos al estribo más las de inercia, frente al rozamiento con el terreno en el cimientó y eventualmente en el trasdós.

Si las aletas o muros laterales del estribo están enterradas, debe incluirse el empuje activo en el mismo sentido que las fuerzas de inercia en el lateral que corresponda y una fracción del empuje pasivo actuando en el opuesto, si resul-

ta compatible con los desplazamientos previstos.

#### C.8.5.2.2. Estribos rígidamente unidos al tablero

#### C.8.6. Marcos enterrados

El valor de la velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales correspondiente a la aceleración del suelo  $v_s (a_0)$  puede estimarse a partir de la tabla C.8.1 y de la velocidad máxima  $v_s$  correspondiente a pequeñas deformaciones.

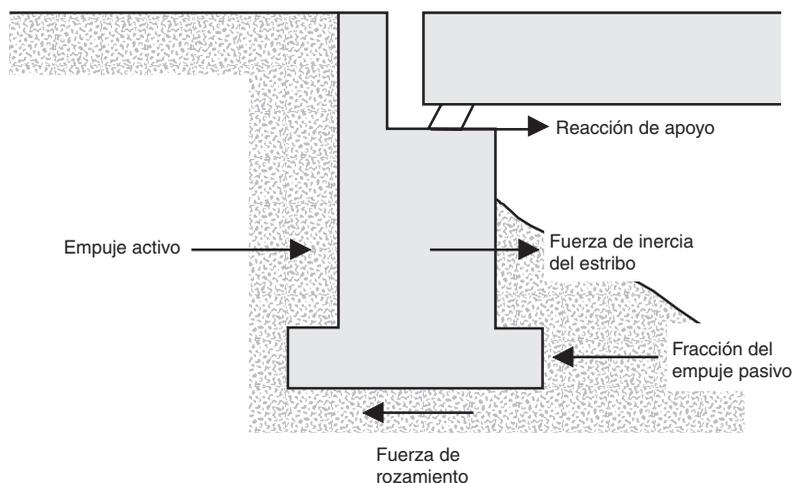


Figura C.8.4. Equilibrio de fuerzas horizontales longitudinales cuando el tablero se aleja del estribo

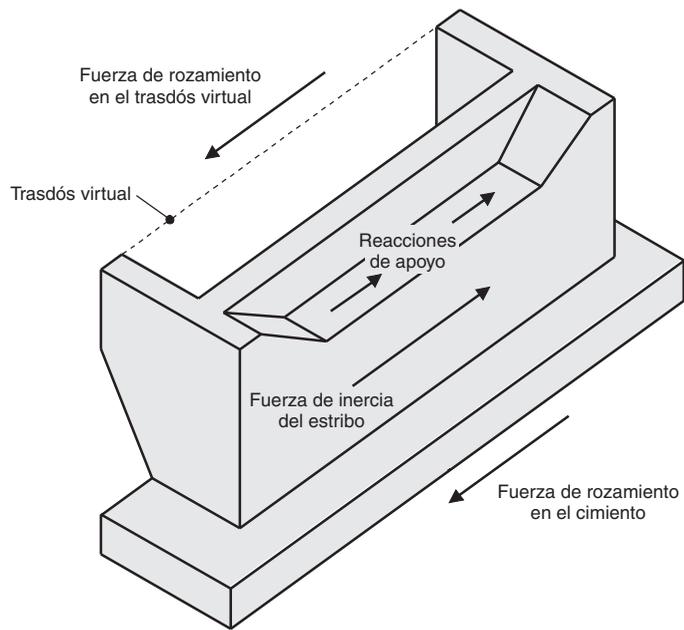


Figura C.8.5. Equilibrio de fuerzas horizontales transversales