

4 CÁLCULO

4.1 Métodos de cálculo

Esta Norma recoge el *cálculo modal espectral* como método de cálculo tipo para evaluar el efecto de la acción sísmica sobre los puentes. Este método consiste en un cálculo elástico de las respuestas dinámicas máximas para todos los modos significativos de la estructura, usando las ordenadas del espectro de respuesta y combinando estadísticamente las contribuciones modales (apartado 4.2). Este tipo de cálculo debe efectuarse en todos los casos y constituirá la referencia básica para el proyecto del puente.

La evolución en el tiempo de la respuesta no lineal de la estructura podrá estudiarse por cualquier procedimiento que permita analizar los efectos de segundo orden y el comportamiento no lineal de los materiales. En particular, podrá utilizarse el método de integración directa paso a paso, usando los acelerogramas de cálculo, teniendo en cuenta los efectos de las acciones gravitatorias y casi-permanentes concurrentes con el sismo (apartado 4.3). Este *método dinámico no lineal en el tiempo* podrá utilizarse cuando se considere necesario profundizar en el comportamiento post-elástico de la estructura y siempre tras un cálculo modal espectral de referencia.

Será necesario profundizar en el comportamiento post-elástico de la estructura, para comprobar las condiciones de ductilidad adoptadas simplificada en el cálculo modal espectral, cuando se proyecte con comportamiento dúctil un puente irregular, con el sentido indicado para este término en el apartado 4.2.2.

En estos casos, como alternativa al método dinámico no lineal en el tiempo, se podrá utilizar el *método del empuje incremental*. Es un método estático no lineal en el que se analiza la estructura sometida a las cargas gravitatorias de valor constante y a cargas horizontales, monótonamente crecientes, que representan una componente de la acción sísmica (apartado 4.4). En este método deben tenerse en cuenta la no linealidad mecánica debida al material y la no linealidad geométrica debida a los efectos de segundo orden. Este procedimiento se utilizará en casos especiales como los indicados en el párrafo anterior y únicamente como complemento del cálculo modal espectral para confirmar las hipótesis adoptadas en el mismo.

El estudio de la evolución en el tiempo estará especialmente indicado cuando esté prevista la colocación en el puente de dispositivos cuyo comportamiento sea no lineal, como amortiguadores, disipadores de energía, dispositivos de aislamiento sísmico, etc. También en ese caso, se efectuará en primer lugar un cálculo modal espectral, considerando para esos elementos unas propiedades lineales equivalentes.

4.2 Cálculo modal espectral

4.2.1 Acción sísmica

Para la aplicación del método de cálculo modal espectral, la acción sísmica se representará mediante los espectros de respuesta elástica definidos en el apartado 3.5.

El cálculo del puente puede efectuarse considerando separadamente las componentes longitudinal, transversal y vertical de la acción sísmica. Los efectos correspondientes a cada componente se combinarán de acuerdo con las indicaciones del apartado 4.2.4.3.

En general, no será necesario tener en cuenta los efectos de la componente vertical de la acción sísmica sobre las pilas, salvo en el caso de tipologías en que los esfuerzos inducidos por esta componente puedan ser comparables a los generados por el sismo horizontal (pilas inclinadas y arcos).

En el caso de tableros de hormigón pretensado, será necesario tener en cuenta la componente vertical ascendente de la acción sísmica.

También será necesario evaluar los efectos de la componente vertical sobre todos los apoyos y elementos de unión.

En aquellos casos en que se establezca, de acuerdo con el capítulo 2, que la estructura va a tener un comportamiento dúctil o de ductilidad limitada bajo la acción del sismo último de cálculo, se utilizará un espectro de respuesta reducido de acuerdo con la siguiente expresión:

$$S_{a,r}(T) = \frac{1}{q} S_a(T) \quad (4.1)$$

donde:

$S_{a,r}(T)$	espectro de respuesta reducido o espectro de cálculo
$S_a(T)$	espectro de respuesta elástica correspondiente al sismo último de cálculo
q	factor de comportamiento, según el apartado 4.2.2

Cuando se estudie la respuesta de la estructura bajo la acción del sismo frecuente, el espectro de cálculo será siempre el espectro de respuesta elástica.

4.2.2 Factor de comportamiento

El factor de comportamiento se define globalmente para toda la estructura y es un índice de su ductilidad.

Para el cálculo en la dirección vertical, debe tomarse siempre un factor de comportamiento de valor $q = 1,0$.

Para cada componente horizontal de la acción sísmica, debe determinarse un factor de comportamiento q , cuyos valores, en general, serán diferentes. Para determinar el factor de comportamiento en cada dirección horizontal, se tendrán en cuenta los valores máximos que figuran en la tabla 4.1, así como las limitaciones a esos valores recogidas en los apartados 4.2.2.1 y 4.2.2.2.

El valor máximo que se puede adoptar para el factor de comportamiento está estrechamente relacionado con la regularidad de la estructura. A efectos de la aplicación de esta Norma, se considerará que un puente es regular, en relación con el comportamiento dúctil, cuando las rótulas plásticas aparezcan prácticamente de forma simultánea en la mayoría de las pilas (ver apartado 4.2.2.2).

Si un puente se proyecta para que se comporte con ductilidad limitada, los valores del factor de comportamiento que figuran en el apartado 4.2.2.1 son aplicables con independencia de la regularidad o irregularidad de la estructura.

4.2.2.1 Factor de comportamiento en puentes regulares

Los valores máximos del factor comportamiento q , aplicables a cada componente horizontal de la acción sísmica, se especifican en la tabla 4.1, en función del tipo de elemento en el que se van a producir las plastificaciones y en función del tipo de comportamiento deseado para la estructura (dúctil o con ductilidad limitada).

Si un puente dispone de distintos tipos de elementos dúctiles, debe tomarse como factor q el correspondiente al grupo que más contribuya a la resistencia sísmica.

TIPO DE ELEMENTO DÚCTIL	Tipo de comportamiento	
	Ductilidad limitada	Dúctil
Pilas de hormigón armado: Pilas verticales trabajando a flexión ⁽¹⁾ Pilas inclinadas trabajando a flexión	1,5 1,2	3,5 $\lambda(\alpha_s)$ 2,1 $\lambda(\alpha_s)$
Pilas de acero Pilas verticales trabajando a flexión Pilas inclinadas trabajando a flexión Pilas con arriostramientos centrados Pilas con arriostramientos descentrados ⁽²⁾	1,5 1,2 1,5 -	3,5 2,0 2,5 3,5
Estribos rígidamente unidos al tablero En general Marcos encajados en el terreno	1,5 1,0	1,5 1,0
Arcos	1,2	2,0
<p>⁽¹⁾ $\alpha_s = L / h$ es el índice de cortante de la pila, siendo L la distancia desde la rótula plástica hasta el punto de momento nulo y h el canto de la sección transversal</p> <p>Si $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1$</p> <p>Si $1 \leq \alpha_s < 3$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$</p> <p>⁽²⁾ Esta tipología estructural sólo está indicada cuando se desee un tipo de comportamiento dúctil</p>		

Tabla 4.1 Factor de comportamiento en puentes regulares

Con independencia del tipo de elemento, cuando la mayor parte de la acción sísmica sea transmitida a través de apoyos elastoméricos, se tomará para el factor de comportamiento un valor $q = 1$.

Cuando los elementos dúctiles sean de hormigón armado, los valores indicados en la tabla 4.1 sólo son válidos si el axil reducido η_k es inferior a 0,30.

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} \quad (4.2)$$

donde:

N_{Ed} axil en la rótula plástica correspondiente a la combinación sísmica
 A_c área de la sección transversal
 f_{ck} resistencia característica del hormigón

Si $0,3 < \eta_k \leq 0,6$ debe tomarse un factor de comportamiento máximo q_r de valor reducido:

$$q_r = q - \left(\frac{\eta_k}{0,3} - 1 \right) (q - 1) \geq 1 \quad (4.3)$$

Si $\eta_k > 0,6$ se tomará $q_r = 1,0$, lo que equivale a considerar un comportamiento elástico.

Los valores del factor q dados en la tabla 4.1 para estructuras con comportamiento dúctil pueden utilizarse sólo si las rótulas plásticas previstas están ubicadas en zonas en las que sea posible llevar a cabo su inspección y reparación. En caso contrario, deben multiplicarse por un factor reductor de valor 0,6.

Las estructuras cuya masa siga esencialmente el movimiento horizontal del suelo, es decir, aquéllas que no sufren una amplificación significativa respecto a la aceleración horizontal del suelo, deben calcularse utilizando la aceleración sísmica horizontal de cálculo y un factor de comportamiento de valor $q = 1$. Estas estructuras se caracterizan por tener un valor muy bajo del período natural en la dirección horizontal considerada ($T \leq 0,03$ s). Los estribos conectados con el tablero mediante un elemento flexible pertenecen, en general, a este tipo de estructuras (ver apartado 8.5.2.1).

4.2.2.2 Factor de comportamiento en puentes irregulares

Una forma de estimar cuantitativamente la irregularidad de un puente para el que se prevea un comportamiento dúctil es comparar entre sí las demandas de ductilidad en las pilas. Para ello, será necesario previamente dimensionar las pilas considerando que el puente es regular y seguir después el procedimiento indicado a continuación:

a) Para cada pila i se calcula, en la zona donde se prevé la formación de la rótula, el factor reductor local r_i :

$$r_i = \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} q \quad (4.4)$$

donde:

q	factor de comportamiento global, según el apartado 4.2.2.1
$M_{Ed,i}$	valor de cálculo del momento flector correspondiente a la combinación sísmica, obtenido a partir del espectro de respuesta reducido
$M_{Rd,i}$	valor de cálculo del momento resistente

En la estimación de los factores r_i se puede prescindir de algunas pilas si la suma de su contribución en la resistencia del cortante sísmico total, inducido en la dirección considerada, es menor del 20% del mismo.

b) A partir de los valores extremos de r_i obtenidos en el paso anterior, se define el índice siguiente:

$$p = \frac{r_{\max}}{r_{\min}} \quad (4.5)$$

c) Se considera que un puente tiene un comportamiento irregular, en la dirección considerada, cuando:

$$p > 2 \quad (4.6)$$

Si, como resultado del proceso anterior, el puente resulta irregular en la dirección considerada, se aplicará el método del empuje incremental siguiendo las indicaciones del apartado 4.4 o bien se repetirá el cálculo modal espectral con un factor de comportamiento reducido q_r , tal como se define a continuación:

$$q_r = \frac{2}{p} q \geq q_{dl} \quad (4.7)$$

siendo q_{dl} el factor de comportamiento correspondiente al caso de ductilidad limitada, cuyos valores figuran en la tabla 4.1.

4.2.3 Modelo estructural

El modelo estructural del puente se definirá discretizando la estructura con un número suficiente de grados de libertad para representar adecuadamente las distribuciones de masa, rigidez y amortiguamiento.

El modelo debe ser capaz de reproducir los modos de vibración más importantes de la estructura que puedan ser activados por la acción sísmica. También debe permitir los modos locales, como la vibración de pilas entre arco y tablero.

4.2.3.1 Masa

En el modelo de cálculo, se considerará la participación de las masas correspondientes a las acciones que están presentes en la combinación sísmica definida en el apartado 2.4.

Cuando existan pilas sumergidas, debe considerarse la masa de agua añadida por arrastre en el movimiento horizontal.

La masa debe concentrarse en puntos que posean los grados de libertad de desplazamiento pertinentes. Estos puntos deben ser seleccionados en número y posición suficientes para que no se produzcan pérdidas de la masa total movilizada por el sismo. Además, la masa debe distribuirse de la forma más fiel posible a su posición real, teniendo en cuenta los posibles modos de vibración, globales y locales.

4.2.3.2 Rigidez

Para determinar las características de rigidez a flexión en el modelo de cálculo, se considerará la sección bruta de los elementos.

Los apoyos elastoméricos normales se modelizan mediante elementos elásticos lineales, con capacidad de deformación por cortante y, en caso oportuno, por compresión. Se tendrá en cuenta lo indicado respecto a las características de los apoyos en los apartados 7.3 y 7.6.

En general, es conveniente tener en cuenta los efectos de la interacción dinámica entre terreno y estructura, incluyendo en el modelo el terreno circundante. La consideración de estos efectos es necesaria en los casos de estructuras rígidas apoyadas sobre suelos blandos.

La flexibilidad del terreno en los apoyos podrá simularse mediante sistemas de muelles. En aquellos casos en que sea difícil estimar unos valores fiables de las propiedades mecánicas del suelo, el análisis se llevará a cabo

utilizando los valores máximos y mínimos estimados. Para el cálculo de esfuerzos, se utilizará el valor máximo de la rigidez del suelo y, para el cálculo de desplazamientos, se utilizará el valor mínimo.

4.2.3.3 Amortiguamiento

Como valor del índice de amortiguamiento de la estructura, se tomará el que corresponda según la tabla 4.2, salvo que se justifique adecuadamente otro valor.

Tipo de estructura	Bajo la acción del sismo frecuente de cálculo	Bajo la acción del sismo último de cálculo
Puentes de acero Puentes de hormigón pretensado Puentes mixtos	2	4
Puentes de hormigón armado	3	5

Tabla 4.2 Valores recomendados para el índice de amortiguamiento ζ (en porcentaje)

Para los apoyos elastoméricos normales se supondrá un índice de amortiguamiento igual al del resto de la estructura.

Cuando se tengan en cuenta los efectos de la interacción dinámica entre terreno y estructura, se incluirá el amortiguamiento del terreno de cimentación, que tiene dos componentes: el amortiguamiento interno, debido al comportamiento friccional e histerético y el amortiguamiento de radiación, debido a la pérdida de energía en las ondas radiadas hacia el infinito desde las interfases con la cimentación.

4.2.4 Procedimiento de cálculo

A partir de las ordenadas del espectro de respuesta reducido, definido en el apartado 4.2.1, y utilizando el modelo de la estructura establecido según el apartado 4.2.3, se determinará mediante un cálculo elástico, de acuerdo con las leyes de la mecánica y con los principios del cálculo de estructuras, la respuesta dinámica máxima de la estructura para todos los modos de vibración significativos. La respuesta global de la estructura se obtendrá mediante una combinación estadística de las contribuciones modales máximas.

4.2.4.1 Modos significativos

Deberán considerarse en el cálculo todos aquellos modos cuya contribución a la respuesta estructural sea significativa.

Si M es la masa total del puente y M_i la masa correspondiente a un modo de vibración, se considerará que la condición anterior se cumple si la suma de las masas modales movilizadas, correspondientes a los modos considerados $(\sum M_i)_c$, alcanza al menos el 90% de la masa total M .

$$(\sum M_i)_c / M \geq 0,90 \quad (4.8)$$

Si, excepcionalmente, una vez considerados todos los modos en que $T \geq 0,033s$, no se alcanza el porcentaje de masa indicado en el párrafo anterior, el número de modos considerados podrá considerarse aceptable siempre que se cumpla la condición siguiente:

$$(\sum M_i)_c / M \geq 0,7 \quad (4.9)$$

y, en ese caso, los valores finales de los efectos de la acción sísmica se multiplicarán por el factor α definido en la expresión (4.10).

$$\alpha = \frac{41 - 30\eta}{14} \quad (4.10)$$

donde:

$$\eta = \frac{(\sum M_i)_c}{M} \quad (4.11)$$

4.2.4.2 Combinación de respuestas modales

Una vez efectuados los cálculos modales, el valor máximo E del efecto de la acción sísmica (esfuerzos, desplazamientos, etc) se obtendrá, en general, mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos modales E_i .

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (4.12)$$

El valor E del efecto de la acción sísmica se considerará actuando en los dos sentidos.

Cuando dos modos tengan períodos naturales muy próximos, la regla anterior queda del lado de la inseguridad y deben aplicarse reglas de combinación más precisas. Se considerará que los períodos $T_j \leq T_i$ son muy próximos cuando la relación $\rho = T_j / T_i$ supera el valor $0,1/(0,1+\zeta)$, donde ζ es el índice de amortiguamiento, expresado en tanto por uno.

4.2.4.3 Combinación de componentes de la acción sísmica

El valor máximo del efecto de las acciones E debido a la actuación simultánea de la acción sísmica en las direcciones horizontales X e Y , y en la dirección vertical Z , puede estimarse a partir de los efectos máximos E_x , E_y y E_z , debidos a las componentes independientes de la acción sísmica según cada eje, de acuerdo con la regla cuadrática:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (4.13)$$

Alternativamente, se puede utilizar como acción sísmica de proyecto A_{Ed} la peor de las combinaciones siguientes:

$$A_{Ex} \cup 0'30 A_{Ey} \cup 0'30 A_{Ez} \quad (4.14a)$$

$$0'30 A_{Ex} \cup A_{Ey} \cup 0'30 A_{Ez} \quad (4.14b)$$

$$0'30 A_{Ex} \cup 0'30 A_{Ey} \cup A_{Ez} \quad (4.14c)$$

donde A_{Ex} , A_{Ey} y A_{Ez} son las acciones en las tres direcciones citadas, teniendo en cuenta las consideraciones hechas en el apartado 4.2.1 para la componente vertical.

4.2.4.4 Corrección de desplazamientos en puentes con comportamiento dúctil

En estructuras con comportamiento dúctil o de ductilidad limitada, los desplazamientos d_E^e obtenidos del cálculo modal espectral con el espectro reducido se multiplicarán por la ductilidad en desplazamientos μ para obtener los desplazamientos sísmicos de cálculo d_E :

$$d_E = \pm \mu \cdot d_E^e \quad (4.15)$$

El valor de μ depende de la zona del espectro en que se encuentre el periodo fundamental T de la estructura en la dirección considerada:

$$\text{si } T \geq 1,25 T_B \quad \mu = q \quad (4.16)$$

$$\text{si } T < 1,25 T_B \quad \mu = (q-1) \frac{1,25 T_B}{T} + 1 \leq 5q - 4 \quad (4.17)$$

donde:

- q factor de comportamiento considerado en el cálculo de los desplazamientos d_E^e
- T_B valor del periodo que figura en la definición del espectro de respuesta elástica, según el apartado 3.5.1.1

4.3 Cálculo dinámico no lineal en el tiempo

4.3.1 Acción sísmica

Para la realización de este tipo de cálculos, la acción sísmica estará caracterizada por acelerogramas, actuando de forma simultánea, de acuerdo con las indicaciones que, en cuanto a número y características de los mismos, figuran en el apartado 3.7. Se tendrán en cuenta los efectos de las acciones gravitatorias y de otras acciones casi-permanentes concurrentes con la acción sísmica.

4.3.2 Modelo estructural

El modelo estructural debe tener en cuenta las necesidades del tipo de cálculo que se realiza. Además de cumplir lo dicho en el apartado 4.2.3, la discretización del modelo permitirá representar adecuadamente el comportamiento post-elástico de los materiales (ver Anejo 3 y Anejo 4) y los efectos de segundo orden.

Se admite el uso de un amortiguamiento tipo Rayleigh en la banda de frecuencias de interés. El índice de amortiguamiento no incluirá el amortiguamiento histerético inherente al comportamiento no lineal del material si éste ya está tenido en cuenta en el propio modelo.

En estructuras que dispongan de equipos de amortiguamiento se tendrán en cuenta las características no lineales de tales equipos, de acuerdo con la información facilitada por el fabricante.

4.3.3 Procedimiento de cálculo y verificación

Se efectuará una integración directa paso a paso en el tiempo, utilizando al menos tres pares de acelerogramas horizontales independientes.

Como resultado final de los cálculos estructurales, se tomará el valor medio de los resultados máximos correspondientes a cada conjunto (pares o tríos) de acelerogramas, multiplicado por el siguiente coeficiente:

$$c_N = 1 + \frac{0,352}{\sqrt{N}} \quad (4.18)$$

donde N es el número de conjuntos de acelerogramas utilizados.

No es necesario verificar los distintos elementos estructurales a flexocompresión, puesto que tal verificación es inherente al cálculo no lineal. Sin embargo, sí debe verificarse que en el tablero no se producen plastificaciones significativas.

Sí es necesario, sin embargo, verificar todos los elementos frente a modos de fallo no dúctiles, como el cortante, así como el fallo del terreno de cimentación. Para ello, se tomará como esfuerzos solicitantes el valor máximo de las respuestas estructurales para el conjunto de los acelerogramas utilizados.

Cuando este método se utilice para comprobar las condiciones de ductilidad adoptadas en el cálculo modal espectral, será necesario verificar que la demanda de deformación es inferior a la capacidad de deformación de las rótulas plásticas. Esta verificación podrá efectuarse en términos de rotaciones:

$$\theta_{p,E} \leq \frac{\theta_{p,u}}{\gamma_R} \quad (4.19)$$

donde:

$\theta_{p,E}$	rotación total de la rótula plástica resultado del cálculo no lineal
$\theta_{p,u}$	capacidad de rotación de la rótula obtenida de la curvatura última
γ_R	factor de seguridad

4.4 Cálculo estático no lineal. Método del empuje incremental

La aplicación de este procedimiento consiste en efectuar un cálculo estático de la estructura sometida a unas fuerzas horizontales progresivamente crecientes, que representan el efecto de la componente horizontal de la acción sísmica, y al resto de las acciones que participan en la combinación sísmica (ver capítulo 2) con su valor constante. En el cálculo se tendrá en cuenta la no linealidad mecánica de los materiales y la no linealidad geométrica debida a los efectos de segundo orden.

Este método, que puede ser aplicado a la estructura completa del puente o a elementos del mismo, debe ser empleado únicamente como complemento del cálculo modal espectral en los casos indicados en el apartado 4.1. Los objetivos perseguidos con su aplicación son los siguientes:

- Estimación de la secuencia de formación y distribución final de las rótulas plásticas.
- Estimación de la redistribución de esfuerzos subsiguiente a la formación de rótulas.
- Determinación de la curva carga-desplazamiento de la estructura y determinación de las demandas de deformación local en las rótulas plásticas hasta llegar al desplazamiento máximo provocado por la acción sísmica.

4.4.1 Acción sísmica

En este método, la acción sísmica se representa mediante un sistema de cargas horizontales que producen una deformación homotética a la del modo fundamental de vibración en la dirección estudiada.

Estas cargas se aplican de forma incremental hasta que se alcanza un desplazamiento límite, verificando que no se produce la rotura de ninguna sección o elemento estructural del puente o pérdida de equilibrio.

4.4.2 Modelo estructural

El modelo del puente debe ser adecuado para el análisis no lineal que se aborda. Deberá cuidarse especialmente la discretización, que debe ser compatible con las hipótesis adoptadas de comportamiento de los materiales que constituyen la estructura y el procedimiento empleado para tener en cuenta la no linealidad geométrica.

En particular, si se trata de estructuras o elementos de hormigón estructural, debe estar adecuadamente representado el comportamiento no lineal del hormigón confinado en compresión y el comportamiento no lineal de los aceros activos o pasivos que constituyen la armadura (ver ecuaciones constitutivas definidas en el Anejo 3).

Para elementos o estructuras metálicas, se debe representar el comportamiento no lineal del acero en tracción, del acero en compresión, los efectos específicos derivados de los problemas de abolladura de chapas delgadas, etc.

En el caso de elementos mixtos, se debe representar el comportamiento no lineal de los materiales constitutivos, acero y hormigón, tal como se indica en los párrafos anteriores.

En todos los casos, se utilizarán leyes constitutivas para los materiales con valores medios de la resistencia.

4.4.3 Procedimiento de cálculo y verificación

El método del empuje incremental debe aplicarse en dos direcciones horizontales:

- En la dirección longitudinal, definida por el centro de las dos secciones extremas del tablero.
- En la dirección transversal, ortogonal a la anterior.

En cada dirección, el incremento de carga se llevará a cabo de forma progresiva hasta que en el centro de gravedad del tablero se alcance un desplazamiento límite de valor igual al desplazamiento resultante del cálculo modal espectral, en la dirección estudiada, realizado tomando un valor del factor de comportamiento $q = 1$, para la peor de las siguientes combinaciones de las componentes de la acción sísmica: $A_{Ex} \cup 0,30 A_{Ey}$ o bien $0,30 A_{Ex} \cup A_{Ey}$.

Los incrementos de carga horizontal Δf_i aplicados en cada escalón sobre cada nudo i del modelo deben ser proporcionales al peso G_i de la parte de la estructura correspondiente a ese nudo y a una función de forma Ψ_i :

$$\Delta f_i = \Delta f G_i \Psi_i \quad (4.20)$$

donde Ψ_i es proporcional al desplazamiento del nudo i en la dirección estudiada correspondiente al modo de vibración que tenga el mayor factor de participación en esa dirección.

Para la función de forma en las pilas empotradas, se podrá utilizar alternativamente la siguiente aproximación:

$$\Psi_i = \Psi_T \frac{z_i}{z_p} \quad (4.21)$$

siendo:

- Ψ_T valor de la función de forma en el nudo de unión entre tablero y pila
- z_i altura del nudo i respecto a la cimentación del pilar
- z_p altura del pilar

En cada dirección, se considerará que se alcanza la deformación última del puente cuando, en alguna de las rótulas, la rotación producida por la carga arriba definida iguala su capacidad de rotación, según la expresión (4.19). Si, en esta situación, el desplazamiento del centro de gravedad del tablero es menor que el desplazamiento límite establecido para la dirección estudiada, se considerará que el dimensionamiento es insatisfactorio y será necesario reconsiderar las hipótesis de partida.

En un puente recto, el desplazamiento longitudinal de las cabezas de pila cuando están empotradas en el tablero coincide con el desplazamiento del centro de gravedad del mismo. En este caso, las demandas de rotación en las rótulas pueden estimarse directamente a partir del desplazamiento límite.

Una vez alcanzado el desplazamiento límite y después de comprobar que no se ha superado la capacidad de rotación de las rótulas plásticas, será necesario verificar las condiciones siguientes:

- No se han producido plastificaciones significativas en el tablero.
- No se han producido levantamientos por líneas de apoyo.
- No se han producido fallos de tipo no dúctil.