

# CAPÍTULO V

## COMPROBACIONES RESISTENTES

### 5.1. Introducción

Las comprobaciones que es necesario efectuar para verificar el comportamiento estructural de un puente en situación sísmica son diferentes según cuál sea el comportamiento estructural previsto para el mismo en el proyecto (dúctil, de ductilidad limitada o esencialmente elástico).

Para que se cumpla el requisito fundamental de *ausencia de colapso* establecido en el capítulo 2, se deberán efectuar las comprobaciones indicadas en la tabla 5.1, según el tipo de comportamiento, bajo la acción del sismo último de cálculo y, en su caso, del sismo de construcción. En el caso de puentes proyectados con comportamiento dúctil, si se trata de puentes irregulares, será necesario efectuar una comprobación adicional, siguiendo las indicaciones que a este respecto figuran en el capítulo 4.

El requisito fundamental de *limitación de daño*, que debe verificarse bajo la acción del sismo frecuente de cálculo, podrá considerarse cumplido sin necesidad de efectuar comprobaciones adicionales si, para el sismo último de cálculo, el comportamiento del puente es esencialmente elástico o de ductilidad limitada. Si para el sismo último de cálculo el puente tiene un comportamiento dúctil, será necesario efectuar las comprobaciones indicadas en la tabla 5.1 para el sismo frecuente de cálculo.

En el presente capítulo, se establece la metodología y las condiciones de la comprobación de la capacidad resistente de las secciones y elementos estructurales, cuya respuesta haya sido analizada mediante cálculo modal espectral o algún método lineal equivalente. Si el método de cálculo empleado es no lineal, se seguirá el procedimiento de verificación establecido en los apartados 4.3 ó 4.4.

Como se indica en la tabla 5.1, los detalles específicos de los distintos elementos estructurales o partes de la estructura, necesarios para asegurar el comportamiento deseado, están definidos en el capítulo 6. Las comprobaciones relativas a longitudes de entrega de tableros, anchura de juntas y comprobación de apoyos están especificadas en el capítulo 7.

### 5.2. Materiales a utilizar en puentes de zonas sísmicas

Para puentes en zonas sísmicas, con independencia del tipo de comportamiento que se adopte, se utilizarán los materiales que se indican a continuación.

En elementos de hormigón estructural, se utilizarán armaduras de alta ductilidad como las definidas en la Instrucción EHE.

En elementos de acero estructural y en sus uniones, el material cumplirá las condiciones de ductilidad exigidas en la normativa específica.

TABLA 5.1.  
Comprobaciones estructurales

Acción	Comportamiento	Comprobaciones	Referencia	
Sismo último de cálculo	Dúctil	ELU según criterios de proyecto por capacidad	Apartado 5.3.1	
		Comprobación de nudos contiguos a las rótulas	Apartado 5.3.1	
		Detalles específicos en zonas de rótulas plásticas	Capítulo 6	
		Longitudes de entrega y anchura de juntas	Apartado 7.2	
	Sismo durante la construcción (sólo en caso necesario)	Ductilidad limitada	Estudio del comportamiento post-elástico ( <i>sólo en puentes irregulares</i> )	Capítulo 4
			ELU según Instrucciones de materiales	Apartado 5.3.2
		Esencialmente elástico	Detalles específicos en zonas de rótulas plásticas	Capítulo 6
			Longitudes de entrega y anchura de juntas	Apartado 7.2
			ELU según Instrucciones de materiales	Apartado 5.3.3
			Longitudes de entrega y anchura de juntas	Apartado 7.2
Sismo frecuente de cálculo (sólo si, bajo el sismo último de cálculo, el comportamiento es dúctil)	Elástico	Condición de ausencia de plastificaciones	Apartado 5.4	
		Movimiento de juntas	Apartado 7.1	

### 5.3. Comprobaciones para el sismo último de cálculo

Las comprobaciones que se recogen en este apartado son comprobaciones de resistencia de secciones y de elementos estructurales y varían según cuál sea el comportamiento previsto para la estructura en el proyecto.

El resto de comprobaciones o condiciones que es necesario cumplir para el sismo último de cálculo se detallan en otros capítulos, según se indica en la tabla 5.1.

Cuando, de acuerdo con el capítulo 2, sea necesario estudiar la respuesta del puente bajo la acción de un sismo de construcción, las comprobaciones necesarias serán las mismas que las aquí indicadas, con la combinación de acciones correspondiente a dicho sismo.

En las comprobaciones de estados límite últimos, se utilizarán los coeficientes parciales de seguridad de los materiales definidos para situaciones accidentales de proyecto en las Instrucciones de materiales pertinentes.

#### 5.3.1. Comprobaciones en estructuras con comportamiento dúctil

##### 5.3.1.1. Principios generales del proyecto por capacidad

En las estructuras con comportamiento dúctil, la deformación plástica se concentra en zonas localizadas donde se forman rótulas, en las que prevalecen las deformaciones de flexión.

El proyecto sísmico debe comenzar por identificar las zonas en las que se formarán las rótulas plásticas del puente (ver apartado 2.6.1). Las secciones de las zonas de rótulas plásticas se denominan, de aquí en adelante, secciones dúctiles. Las secciones situadas fuera de estas zonas se denominan secciones no dúctiles o, en su caso, secciones protegidas por capacidad.

La capacidad resistente, tanto de las secciones dúctiles como de las no dúctiles, se obtendrá de acuerdo con los criterios definidos a estos efectos por las Instrucciones de materiales que corresponda, con algunas particularidades cuando así se indique específicamente en este capítulo. Adicionalmente, deberán cumplirse las reglas constructivas que se definen en el capítulo 6, para garantizar la ductilidad que se ha supuesto en el cálculo de esfuerzos.

Los esfuerzos solicitantes que intervienen en las verificaciones resistentes no son en todos los casos los que resultan del cálculo modal espectral definido en el apartado 4.2, sino que deben modificarse de acuerdo con los criterios de *proyecto por capacidad*.

Según estos criterios, los esfuerzos transversales solicitantes en las secciones dúctiles serán los máximos compatibles con la capacidad resistente real a flexocompresión. Con estos esfuerzos transversales, se efectuará la comprobación en estado límite último.

En las zonas protegidas por capacidad, los esfuerzos solicitantes serán los máximos compatibles con la capacidad resistente real a flexocompresión de las secciones dúctiles correspondientes.

##### 5.3.1.2. Momento de sobre-resistencia en rótulas plásticas y esfuerzos asociados

Para la determinación del esfuerzo cortante asociado al de flexión compuesta en las secciones dúctiles y los esfuerzos máximos que pueden actuar en las secciones protegidas por capacidad, es necesario efectuar primero una estimación de la resistencia real a flexocompresión de las secciones dúctiles, que se denomina momento de sobre-resistencia,  $M_o$ .

El momento de sobre-resistencia se calculará mediante la expresión siguiente:

$$M_o = \gamma_o M_{Rd} \quad (5.1)$$

donde:

$M_{Rd}$  Momento flector último de la sección dúctil, en la dirección y sentido considerados, calculado de acuerdo con los criterios de estado límite último establecidos por las Instrucciones de materiales, en presencia del axil correspondiente a la combinación sísmica definida en el apartado 2.4, teniendo en cuenta las armadu-

ras longitudinales realmente existentes en la sección transversal y con los coeficientes parciales de seguridad para los materiales correspondientes a situaciones accidentales.

$\gamma_o$  Coeficiente de sobre-resistencia para el que, en general, se tomará un valor  $\gamma_o = 1,35$ .

En el caso de elementos de hormigón armado, que disponen de la armadura de confinamiento definida en el apartado 6.2.2.3, cuando se cumpla que  $\eta_k > 0,1$  deberá incrementarse el valor del coeficiente de sobre-resistencia hasta:

$$\gamma_o = 1,35 [1 + 2 (\eta_k - 0,1)^2] \quad (5.2)$$

siendo  $\eta_k$  el axil reducido definido en el apartado 4.2.2.1.

En los elementos que contienen secciones dúctiles, a partir del momento de sobre-resistencia, se determina la ley de momentos a considerar en el resto de las secciones, suponiendo, según se indica en la figura 5.1, que esa ley es lineal. Los esfuerzos así obtenidos se denominan esfuerzos por capacidad.

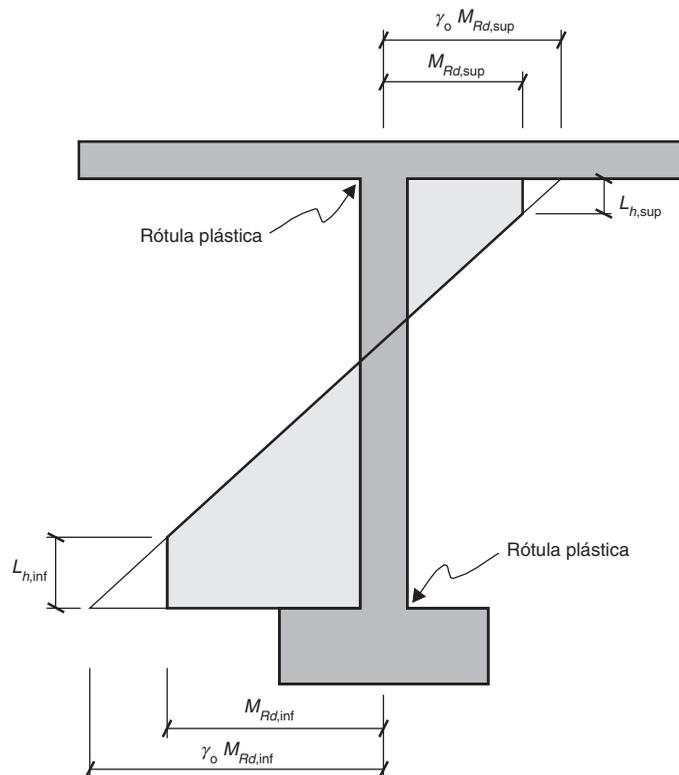


Figura 5.1. Distribución de momentos por capacidad  $M_C$  para pilas en ménsula y pilas empotradas

La longitud  $L_h$  (figura 5.1), a lo largo de la cual el momento por capacidad  $M_C$  está limitado por el momento flector último  $M_{Rd}$ , es la longitud teórica de cada rótula plástica. Esta longitud delimita la zona de rótula plástica respecto a la zona protegida por capacidad, únicamente a efectos de las comprobaciones que figuran en los apartados 5.3.1.3 y 5.3.1.4.

El cortante máximo transmitido por cada pila,  $V_C$ , será el correspondiente a la ley definida por los momentos flectores de sobre-resistencia.

Para una pila en ménsula de altura  $H$ , el máximo esfuerzo cortante por capacidad podrá calcularse mediante la expresión siguiente:

$$V_{C,m\acute{a}x} = \frac{\gamma_o M_{Rd}}{H} \quad (5.3)$$

En el caso de una pila biempotrada, podrá calcularse mediante la expresión:

$$V_{C,m\acute{a}x} = \frac{|\gamma_o M_{Rd,inf}| + |\gamma_o M_{Rd,sup}|}{H} \quad (5.4)$$

Los esfuerzos por capacidad deberán calcularse, en general, para cada sentido de la acción sísmica tanto en la dirección longitudinal como transversal.

En el caso de que algún apoyo deslizante participe en el mecanismo plástico de colapso, la máxima fuerza horizontal que puede transmitir se supondrá igual a  $\gamma_{of} R_{df}$  en donde  $\gamma_{of} = 1,3$  es el factor de amplificación de la fricción por el envejecimiento del material y  $R_{df}$  es la máxima fuerza de fricción que es capaz de transmitir el apoyo.

En los puentes proyectados con comportamiento dúctil, en el caso de elementos donde no se prevé la formación de rótulas plásticas y que tienen que resistir esfuerzos cortantes transmitidos por apoyos elastoméricos, los esfuerzos de proyecto por capacidad se obtendrán a partir de la deformación máxima de los apoyos elastoméricos, correspondiente al desplazamiento de cálculo del tablero y considerando la rigidez del apoyo incrementada en un 30%.

Los esfuerzos por capacidad calculados con los criterios definidos en este apartado estarán limitados superiormente, a efectos de las comprobaciones resistentes, por los que resultarían en la hipótesis de comportamiento esencialmente elástico.

### 5.3.1.3. Comprobación de las secciones dúctiles

— *Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales*

Deberá verificarse que:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.5)$$

siendo:

$M_{Ed}$  Momento flector solicitante correspondiente a la combinación sísmica, considerando el espectro de respuesta reducido definido por la expresión (4.1) e incluyendo, si procede, los efectos de segundo orden.

$M_{Rd}$  Momento flector último definido en el apartado 5.3.1.2.

En el caso de elementos de hormigón, la armadura longitudinal debe ser constante y efectiva en toda la longitud de la rótula  $L_n$  indicada en la figura 5.1.

En el caso de elementos metálicos o mixtos, sólo se permitirá la formación de rótulas plásticas en secciones compactas.

— *Estado límite de agotamiento frente a cortante*

Deberá verificarse que:

$$V_C \leq V_{Rd} \quad (5.6)$$

siendo:

$V_C$  Esfuerzo cortante por capacidad en la rótula, según las expresiones (5.3) ó (5.4).

$V_{Rd}$  Esfuerzo cortante último según Instrucciones de materiales, tomando, en el caso de elementos de hormigón, como dimensiones de la sección las del hormigón confinado y considerando que el ángulo entre las bielas de compresión y la armadura principal de tracción es de 45°.

#### 5.3.1.4. Comprobación de las secciones protegidas por capacidad

— Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales

Deberá verificarse que:

$$M_C \leq M_{Rd} \quad (5.7)$$

siendo:

$M_C$  Momento por capacidad definido en el apartado 5.3.1.2 (figura 5.1).

$M_{Rd}$  Momento flector último de la sección, según las Instrucciones de materiales, teniendo en cuenta la interacción con el axil correspondiente a la combinación sísmica.

— Estado límite de agotamiento frente a cortante

Deberá verificarse que:

$$V_C \leq V_{Rd} \quad (5.8)$$

siendo:

$V_C$  Esfuerzo cortante por capacidad definido en el apartado 5.3.1.2.

$V_{Rd}$  Esfuerzo cortante último según los criterios habituales en las Instrucciones de materiales.

#### 5.3.1.5. Comprobación de nudos contiguos a las rótulas

Los nudos contiguos a las rótulas plásticas, es decir, los empotramientos de pilas dúctiles con cimentación o tablero, deben dimensionarse para resistir el esfuerzo cortante vertical  $V_v$  indicado en la expresión siguiente.

$$V_v = \frac{M_0}{z_p} - V_C \quad (5.9)$$

donde:

$M_0$  Momento de sobre-resistencia de la rótula (según expresión (5.1)).

$z_p$  Brazo mecánico del mecanismo de flexión de la pila.

$V_C$  Esfuerzo cortante en el elemento transversal (cimentación o tablero), en la zona adyacente a la cara de tracción de la pila, correspondiente a los esfuerzos por capacidad de la rótula.

A efectos de la comprobación, se supondrá que la anchura efectiva del nudo está limitada por la anchura de la pila más la mitad de su canto y, en el caso de una pila cilíndrica, por vez y media su diámetro.

Además de efectuar la comprobación indicada en la expresión (5.9), en los nudos adyacentes a las rótulas plásticas, las tensiones principales de compresión  $\sigma_c$  y de tracción  $\sigma_t$  deben cumplir las condiciones siguientes:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{cd} \quad (5.10)$$

$$\sigma_t \leq 4,0 f_{ctd} \quad (5.11)$$

siendo:

$f_{cd}$  Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

$f_{ctd}$  Resistencia de cálculo del hormigón en tracción.

Las tensiones principales podrán obtenerse a partir de las expresiones siguientes:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_h - \sigma_v}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (5.12)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_h - \sigma_v}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (5.13)$$

donde:

- $\sigma_v$  Tensión vertical media (carga vertical transmitida por la pila dividida por su área).
- $\sigma_h$  Tensión horizontal media (fuerza horizontal transmitida por el tablero o, en su caso, por la cimentación dividida por el área efectiva de la conexión vertical).
- $\tau$  Tensión tangencial media (momento de sobre-resistencia de la rótula plástica dividido por el brazo mecánico efectivo de la rótula y por el área efectiva de la conexión vertical).

En el capítulo 6, apartado 6.2.3, se recogen algunos criterios de armado específicos para los nudos.

### 5.3.2. Comprobaciones en estructuras con ductilidad limitada

En puentes proyectados con ductilidad limitada, las verificaciones de secciones y elementos estructurales en estado límite último deberán efectuarse de acuerdo con la condición siguiente:

$$E_d \leq R_d \quad (5.14)$$

donde:

- $E_d$  Esfuerzos de cálculo correspondientes a la combinación sísmica, considerando el espectro de respuesta reducido definido por la expresión (4.9), con un factor de comportamiento  $q \leq 1,5$ , e incluyendo si procede los efectos de segundo orden.
- $R_d$  Capacidad resistente de la sección de acuerdo con las Instrucciones de materiales pertinentes (con los coeficientes parciales de seguridad correspondientes a verificaciones de estado límite último en situación accidental).

Para verificar la resistencia a cortante, se adoptará el valor de  $E_d$  correspondiente a la combinación sísmica con los efectos de la acción sísmica multiplicados por el factor de comportamiento utilizado en el cálculo.

En el caso de elementos metálicos o mixtos, las secciones en las que se prevea la formación de rótulas plásticas serán compactas.

### 5.3.3. Comprobaciones en estructuras con comportamiento esencialmente elástico

En puentes proyectados con comportamiento esencialmente elástico, las verificaciones de secciones y elementos estructurales en estado límite último deberán efectuarse de acuerdo con la expresión (5.14), con la salvedad de que, en este caso, el valor del factor de comportamiento es  $q = 1$ .

## 5.4. Comprobaciones para el sismo frecuente de cálculo

Cuando, de acuerdo con el apartado 5.1, sea necesario comprobar que bajo la acción del sismo frecuente de cálculo la estructura se comporta elásticamente, tal comprobación se llevará a cabo de la forma indicada a continuación.

En las secciones donde se prevé que bajo la acción del sismo último de cálculo se formarán rótulas plásticas, la condición de ausencia de plastificaciones bajo el sismo frecuente de cálculo quedará asegurada si, para la combinación sísmica correspondiente, se verifica lo siguiente:

- En secciones de hormigón estructural, la tensión en la armadura no alcanza el límite elástico del acero y la máxima deformación unitaria en el hormigón es inferior a la deformación de rotura del hormigón a compresión simple.
- En secciones metálicas, la tensión de comparación definida en la normativa en vigor no supera el límite elástico del acero.
- En secciones mixtas, las tensiones y deformaciones de los distintos materiales están dentro de los límites indicados en los párrafos anteriores.

## Comentarios

### C.5.1. Introducción

Los esfuerzos de cálculo debidos a la acción sísmica resultarán menores cuanto mayor sea el factor de comportamiento adoptado. Pero, para que quede asegurada la ductilidad necesaria y esta reducción de esfuerzos sea realista, deben comprobarse las condiciones correspondientes indicadas en la tabla 5.1.

Las comprobaciones correspondientes al sismo frecuente de cálculo sólo son necesarias cuando, bajo el sismo último de cálculo, se haya supuesto para el puente un comportamiento dúctil. Si bajo esa acción el puente se comporta de forma dúctil, se ponen en juego mecanismos de deformación plástica y no es posible asegurar que bajo una acción menor pero no homotética, como es el sismo frecuente de cálculo, no se supere el nivel de daños exigido.

### C.5.2. Materiales a utilizar en puentes de zonas sísmicas

### C.5.3. Comprobaciones para el sismo último de cálculo

Salvo que se prescriban otros valores para los coeficientes parciales de seguridad de los materiales en la normativa correspondiente, para verificaciones de estados límite últimos en situación accidental se podrán adoptar los siguientes:

Hormigón:	1,3
Acero pasivo y activo:	1,0
Acero estructural:	1,0

#### C.5.3.1. Comprobaciones en estructuras con comportamiento dúctil

##### C.5.3.1.1. Principios generales del proyecto por capacidad

En general, las rótulas plásticas estarán localizadas en las pilas: en el empotramiento de éstas con la cimentación y, en caso de existir, en el empotramiento de las pilas con el tablero. Según esto, las secciones protegidas por capacidad, serán las cimentacio-

nes, la parte de las pilas fuera de los empotramientos, las vigas cabecero, etc. En cualquier caso, deberá evitarse que se formen rótulas plásticas en zonas de la estructura que no sean accesibles y fácilmente inspeccionables después de un sismo.

En muchos de los sismos recientes, se ha podido comprobar que el colapso de algunos puentes se ha debido no a la falta de ductilidad a flexocompresión de las rótulas plásticas sino a la falta de resistencia a cortante en esas zonas o a roturas por esfuerzos mayores que los considerados en las secciones no dúctiles. Este fenómeno se produce porque las zonas de rótulas plásticas tienen en realidad una capacidad resistente a flexocompresión mayor que la deducida con los métodos tradicionales de cálculo en estado límite último, debido a que las características resistentes de los materiales son superiores a las consideradas teóricamente. Por un lado, el hormigón está confinado, si se adoptan los criterios establecidos en el capítulo 6, lo que le confiere una mayor resistencia y deformabilidad. Por otro lado, el diagrama bilineal tensión-deformación del acero de armar no tiene en cuenta el endurecimiento por deformación del acero (tensión de rotura frente a límite elástico). Además, los esfuerzos últimos se determinan a partir de los valores característicos de las resistencias de los materiales, reducidos con coeficientes parciales de seguridad, mientras que la mayor aproximación a la capacidad resistente real se obtiene a partir de los valores medios de estos parámetros.

Esta mayor capacidad resistente a flexocompresión de las secciones dúctiles da lugar a que, en esas zonas, los esfuerzos asociados, como el esfuerzo cortante por ejemplo, puedan ser en la realidad mayores que los obtenidos en el cálculo. De la misma manera, pueden ser también mayores los esfuerzos en las zonas donde no se forman rótulas plásticas. En el proyecto por capacidad, se tiene en cuenta la sobre-resistencia a flexocompresión de las secciones dúctiles y, de acuerdo con estos valores, se calculan los esfuerzos solicitantes asociados, en las rótulas plásticas y en las secciones protegidas por capacidad.

##### C.5.3.1.2. Momento de sobre-resistencia en rótulas plásticas y esfuerzos asociados

En general, la armadura realmente dispuesta en una sección no es la teórica obtenida del dimensionamiento para el estado límite último sino una mayor,

adaptada a los diámetros comerciales disponibles y a las tipologías de armado usuales. Esta es una de las razones que contribuye a incrementar la resistencia real de las secciones respecto a la teórica de proyecto. El valor del coeficiente de sobre-resistencia go no tiene en cuenta este aspecto, por lo que debe ser considerado en la determinación del momento flector último  $M_{Rd}$ .

La determinación del momento de sobre-resistencia  $M_o$  puede realizarse de forma más precisa si se tienen en cuenta las ecuaciones constitutivas de los materiales, indicadas en el Anejo 3, utilizando valores medios de resistencias.

La longitud teórica  $L_n$  de la rótula plástica definida en el articulado se basa únicamente en criterios de Estática y, por tanto, no debe ser utilizada para calcular su rotación.

Es muy improbable que la fuerza transmitida por un apoyo deslizante llegue a producir una rótula plástica en una pila. Sólo en el caso de pilas de gran altura cabe la posibilidad de que las fuerzas de inercia correspondientes a la propia pila puedan producir una rótula plástica y, en este caso, las fuerzas transmitidas por el apoyo deslizante colaborarían en este proceso y habría que tenerlas en cuenta.

La consideración anterior es válida en gran medida en el caso de apoyos elastoméricos. Tanto en el caso de éstos como en el de los apoyos deslizantes hay que considerar, en su caso, la presencia de topes rígidos como limitadores del movimiento de los apoyos y, por tanto, como elementos relevantes en el proceso de formación de rótulas plásticas.

Los esfuerzos por capacidad, que intervienen en las verificaciones seccionales son función de la capacidad real a flexocompresión de las secciones dúctiles del elemento. Una capacidad real en esas secciones mayor que el esfuerzo flector solicitante deducido del cálculo con un espectro de respuesta reducido, permite que la fuerza sísmica que actúa sobre el puente pueda llegar a ser mayor que la que se deduce de ese espectro reducido. Sin embargo, esta fuerza tendrá como límite teórico la fuerza correspondiente al espectro de respuesta elástica.

#### C.5.3.1.3. Comprobación de las secciones dúctiles

Se denomina sección compacta de un elemento metálico o mixto a aquélla cuya capacidad resistente a flexión corresponde a una plastificación completa de la sección.

En el caso de secciones circulares de hormigón de radio  $r$  en las que la armadura longitudinal esté distribuida en un círculo de radio  $r_s$  se podrá tomar como canto útil de el siguiente valor:

$$d_e = r + \frac{2 \cdot r_s}{\pi}$$

Y, como brazo efectivo para la resistencia a flexión se podrá tomar  $z = 0,9 d_e$ .

En algunos casos, las formulaciones para el dimensionamiento de algunos esfuerzos, como el esfuerzo cortante en elementos de hormigón estructural por ejemplo, requieren un planteamiento específico para

acciones cíclicas como las debidas a sismos. En estos casos, si las Instrucciones de materiales no disponen de estas formulaciones, se debe consultar la bibliografía especializada.

#### C.5.3.1.4. Comprobación de las secciones protegidas por capacidad

Cuando la sección transversal y la cuantía de armadura son constantes a lo largo de toda la pila, no es necesario comprobar las secciones donde no llegan a formarse rótulas plásticas ya que su resistencia es la misma que para las rótulas plásticas y su sollicitación es menor.

#### C.5.3.1.5. Comprobación de nudos contiguos a las rótulas

Cuando en una pila se desarrolla una rótula plástica, en el empotramiento de ésta con la cimentación o, en su caso, con el tablero, se produce un estado complejo de tensiones cuya magnitud debe limitarse para evitar en ese punto una rotura frágil, que pueda anular la ductilidad conseguida mediante las rótulas plásticas.

#### C.5.3.2. Comprobaciones en estructuras con ductilidad limitada

#### C.5.3.3. Comprobaciones en estructuras con comportamiento esencialmente elástico

#### C.5.4. Comprobaciones para el sismo frecuente de cálculo

Mediante las comprobaciones indicadas en el artículo, se limitan las deformaciones plásticas en los materiales, garantizando un comportamiento cuasilineal ante el sismo frecuente de cálculo y, por tanto, un nivel de daños mínimo en la estructura.

En este caso, al tratarse de verificar un estado límite de servicio, los coeficientes parciales de seguridad para los materiales son iguales a la unidad.

A falta de otras prescripciones en la normativa vigente, se podrá considerar que la condición de ausencia de plastificaciones se cumple en elementos metálicos si, para la combinación sísmica correspondiente al sismo frecuente de cálculo, se verifican las condiciones siguientes:

$$\begin{aligned} \sigma &\leq f_y \\ \tau &\leq f_y / \sqrt{3} \\ \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} &\leq f_y \end{aligned}$$

donde:

- $\sigma$  Tensión normal en el acero.
- $\tau$  Tensión tangencial en el acero.
- $f_y$  Límite elástico del acero.