

REAL DECRETO / , de por el que se aprueba la

Norma de Construcción Sismorresistente NCSR-23

La Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, órgano colegiado de carácter interministerial, creado por Decreto 3209/1974, de 30 de agosto, adscrito al Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana y encuadrado en la Dirección General del Instituto Geográfico Nacional, según se establece en el Real Decreto 645/2020, de 7 de julio, por el que se desarrolla la estructura orgánica básica del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, tiene encomendada, entre sus funciones, la actualización de la Normativa Sismorresistente, según establece la letra B) del artículo 2 del Real Decreto 518/1984, de 22 de febrero, por el que se reorganiza su composición.

Hasta ahora, la vigente normativa está recogida en la “Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02)” aprobada por Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, y en la “Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07)” aprobada por Real Decreto 637/2007, de 18 de mayo. El tiempo transcurrido desde la aprobación de las mismas exige su revisión y actualización, tanto por razones técnicas como normativas, con el fin de adecuar la normativa al estado actual del conocimiento sobre sismología e ingeniería sísmica, así como al marco normativo en el que debe desenvolverse.

La Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, en el ejercicio de sus funciones, ha elaborado una nueva Norma de Construcción Sismorresistente que sustituye a las normas anteriormente mencionadas, incorporando los aspectos más relevantes de la normativa europea para el cálculo de las estructuras, de acuerdo con los procedimientos establecidos en los Eurocódigos Estructurales y ampliando su contenido con más tipologías estructurales. En la nueva norma se establecen las condiciones técnicas que han de cumplir las estructuras de edificación y obras de ingeniería civil, a fin de que su comportamiento, ante fenómenos sísmicos, evite consecuencias graves para la salud y seguridad de las personas, evite pérdidas económicas y propicie la conservación de servicios básicos para la sociedad en casos de terremotos de intensidad elevada

Este real decreto se adecúa a los principios de necesidad, eficacia, proporcionalidad, seguridad jurídica, transparencia, y eficiencia establecidos en el artículo 129 de la Ley 39/2015, de 1 de octubre, del Procedimiento Administrativo Común de las Administraciones Públicas.

Cumple con los principios de necesidad y eficacia, ya que la aplicación de la nueva Norma Sismorresistente representa, respecto a la reglamentación anterior, un avance en el conocimiento y determinación de la acción sísmica y además una clarificación en el uso de los conceptos y requisitos de sismorresistencia y ductilidad que han de exigirse a las estructuras en zonas sísmicas. El proyecto no distorsiona la competencia en el mercado, sino que la favorece al regular aspectos no recogidos en la reglamentación actual. Cumple con el principio de proporcionalidad, ya que la norma contiene la regulación imprescindible para atender la necesidad descrita anteriormente, sin que existan otras medidas menos restrictivas de derechos o que impongan menos obligaciones a los destinatarios, y también con el principio de seguridad jurídica dada su integración en el ordenamiento jurídico, con plena coherencia con la reglamentación nacional y europea vigente. El principio de transparencia está garantizado, puesto que se han cumplido todos los trámites de información indicados en la Ley 50/1997, de 27 de noviembre, del

Gobierno, y se ha divulgado en el portal de transparencia del Gobierno de España. Por último, en aplicación del principio de eficiencia, esta norma no supone un incremento de cargas administrativas suplementarias, ni un incremento de gasto público.

Este real decreto se dicta al amparo de lo dispuesto en el artículo 149.1.13ª de la Constitución Española, que atribuye al Estado la competencia en materia de bases y coordinación de la planificación general de la actividad económica.

En la tramitación de este real decreto se han cumplido los trámites establecidos en la Ley 50/1997, de 27 de noviembre, del Gobierno, y en la Directiva (UE) 2015/1535 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de septiembre, por la que se establece un procedimiento de información en materia de reglamentaciones técnicas y de reglas relativas a los servicios de la sociedad de la información, así como en el Real Decreto 1337/1999, de 31 de julio, por el que se regula la remisión de información en materia de normas y reglamentaciones técnicas y reglamentos relativos a los servicios de la sociedad de la información.

Este real decreto se adopta a iniciativa de la Comisión Permanente Normas Sismorresistentes.

En su virtud, a propuesta de la Ministra de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana y previa deliberación en el Consejo de Ministros el día ...

DISPONGO

Artículo 1. Objeto

Se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente, NCSR-23, que establece los conceptos y requisitos esenciales que deben cumplir las estructuras situadas en zonas sísmicas, en España, de forma complementaria al cumplimiento del resto de la reglamentación específica vigente relativa a las estructuras.

Las estructuras y construcciones que puedan estar sometidas a la acción de terremotos se proyectarán, ejecutarán y documentarán considerando la acción sísmica de acuerdo con lo dispuesto en los seis Anejos que constituyen esta Norma Sismorresistente y que son:

Anejo 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.

Anejo 2: Puentes.

Anejo 3: Evaluación y adecuación sísmica de edificios.

Anejo 4: Silos, depósitos y tuberías.

Anejo 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos.

Anejo 6: Torres, mástiles y chimeneas.

Alternativamente, el autor del proyecto y la dirección facultativa podrán, en uso de sus atribuciones, bajo su responsabilidad y previa conformidad de la propiedad, adoptar otras soluciones que se aparten parcial o totalmente de los procedimientos contemplados en los anteriores anejos (mediante sistemas de cálculo, disposiciones constructivas, etc., diferentes), siempre que se justifique documentalmente que la estructura

cumple las exigencias de esta Norma Sismorresistente, logrando prestaciones, al menos, equivalentes a las que se obtendrían por la aplicación de los procedimientos de ésta.

Artículo 2. Ámbito de aplicación

Las prescripciones de contenido sismorresistente de esta Norma son de aplicación a todos los proyectos y obras de construcción de nueva planta de edificios, puentes, torres, mástiles, chimeneas, silos, depósitos, tuberías, estructuras de contención y a sus cimentaciones, así como al proyecto geotécnico.

Así mismo, resulta de aplicación esta Norma a la evaluación sísmica de edificios existentes, y también, en su caso, a la adecuación sísmica de los mismos, en los casos en que se ejecuten obras de reforma o rehabilitación estructural de suficiente entidad y/o cuando dicha evaluación o adecuación sean requeridas. Para los fines de esta Norma Sismorresistente, la adecuación sísmica cubre tanto el refuerzo de las estructuras no dañadas como el refuerzo de las estructuras dañadas por un terremoto.

Las condiciones que pueden hacer necesaria la evaluación sísmica de edificios individuales –que posiblemente conduzca a la adecuación sísmica quedan fuera del objeto y campo de aplicación de esta Norma.

En lo que corresponda, podrá aplicarse también, de forma supletoria, esta Norma Sismorresistente a otros tipos estructurales no incluidos explícitamente en su ámbito de aplicación, cuando no existan para los mismos normas o disposiciones específicas, y siempre que no se hallen expresamente excluidos de su alcance.

Disposición transitoria única. Aplicación a proyectos y obras.

Lo dispuesto en este real decreto no será de aplicación en obra civil a los proyectos cuya orden de redacción o de estudio, en el ámbito de las Administraciones públicas, o encargo, en otros casos, se hubiesen efectuado con anterioridad a la entrada en vigor de este Real Decreto, así como a las obras que se realicen en el desarrollo de los mismos, siempre que éstas se inicien en un plazo no superior a dos años desde dicha entrada en vigor, salvo que la Administración pública competente, o en su caso, el promotor, acuerden su obligatoriedad.

Lo dispuesto en este real decreto no será de aplicación preceptiva en el ámbito de la edificación a los proyectos que tengan solicitada licencia municipal de obras o la soliciten en el plazo de nueve meses desde la entrada en vigor del presente real decreto, aplicándoles en dicho caso el Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02). Dichas obras deberán comenzar dentro del plazo máximo de eficacia de la mencionada licencia, conforme a su normativa reguladora, y, en su defecto en un plazo no superior a seis meses desde la fecha de otorgamiento de la referida licencia. En caso contrario, los proyectos deberán adaptarse a las disposiciones de este real decreto.

Disposición derogatoria única. Derogación normativa

A partir de la entrada en vigor de este Real Decreto, quedan derogados el Real Decreto 997/2002, de 27 de

septiembre, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02) , y el Real Decreto 637/2007, de 18 de mayo, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07).

Disposición final primera. Título competencial

Este Real Decreto tiene carácter básico y se dicta al amparo de lo dispuesto en el artículo 149.1.13ª de la Constitución Española, que atribuye al Estado la competencia exclusiva sobre bases y coordinación de la planificación general de la actividad económica.

Disposición final segunda. Facultad de desarrollo

Se faculta al titular del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana para dictar las disposiciones necesarias para el desarrollo y aplicación de lo dispuesto en este Real Decreto.

Disposición final tercera. Autorización para la actualización de los Apéndices E, F y G del Anejo 1 de la Norma de Construcción Sismorresistente.

Se autoriza al titular del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana para actualizar el mapa de peligrosidad definido en los apéndices E y F del Anejo 1 y la relación de normas referenciada en el Apéndice G del Anejo 1, cuando dichas actualizaciones tengan por objeto adecuar esos contenidos al progreso de la técnica o a la normativa comunitaria

Disposición final cuarta. Entrada en vigor

El presente Real Decreto entrará en vigor el 2 de enero de 2024.

ANEJO 1.

Proyecto de estructuras sismorresistentes

Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación

1 Generalidades

1.1 Objeto y campo de aplicación

1.1.1 Objeto y campo de aplicación de la Norma de Construcción Sismorresistente

(1) La Norma Sismorresistente se aplica al proyecto y a la construcción de edificios y obras de ingeniería civil en regiones sísmicas españolas. Su objetivo es asegurar que, en caso de terremotos:

- se protejan las vidas humanas;
- se limite el daño; y
- las estructuras importantes para la protección civil continúen operativas.

(2) Las estructuras especiales, tales como las centrales nucleares, las plantas de gas natural licuado, las estructuras en mar abierto y las grandes presas están excluidas del objeto y campo de aplicación de esta Norma Sismorresistente.

(3) La Norma Sismorresistente contiene solamente aquellas disposiciones que, además del resto de regulación aplicable, se tienen que aplicar para el proyecto de estructuras en regiones sísmicas.

(4) La Norma Sismorresistente se divide en varios Anejos (véanse **1.1.2** y **1.1.3**).

1.1.2 Objeto y campo de aplicación del Anejo 1

(1) El anejo 1 se aplica al proyecto de edificios y obras de ingeniería civil en regiones sísmicas. Se divide en 10 capítulos, algunos de los cuales se dedican específicamente al proyecto de edificios.

(2) El capítulo 2 de este Anejo contiene los requisitos básicos de comportamiento y los criterios de comprobación aplicables a los edificios y obras de ingeniería civil en regiones sísmicas.

(3) El capítulo 3 de este Anejo proporciona las reglas para la representación de las acciones sísmicas y para su combinación con otras acciones. Ciertos tipos de estructuras, tratadas en los Anejos 2 a 5, necesitan las reglas complementarias establecidas en dichos anejos.

(4) El capítulo 4 de este Anejo contiene las reglas generales de proyecto que conciernen específicamente a los edificios.

(5) Los capítulos 5 a 9 de este Anejo contienen las reglas específicas sobre los diversos materiales y elementos estructurales que conciernen específicamente a los edificios, del modo siguiente:

- Capítulo 5: Reglas específicas para edificios de hormigón.
- Capítulo 6: Reglas específicas para edificios de acero.

- Capítulo 7: Reglas específicas para edificios de estructura mixta de acero y hormigón.
- Capítulo 8: Reglas específicas para edificios de madera.
- Capítulo 9: Reglas específicas para edificios de fábrica.

(6) El capítulo 10 contiene los requisitos fundamentales y otros aspectos relativos al proyecto y a la seguridad, relacionados con el aislamiento en la base de las estructuras y, específicamente, con el aislamiento en la base de los edificios.

NOTA En el Anejo 2 se desarrollan reglas específicas para el aislamiento de puentes.

(7) Los Apéndices A y B contienen elementos adicionales relacionados con el espectro de respuesta elástica de desplazamientos y con los desplazamientos a considerar para análisis mediante empujes incrementales (pushover analysis).

El Apéndice C contiene indicaciones complementarias relacionadas con el dimensionamiento sísmico de la armadura de las losas de vigas mixtas de hormigón y acero en las uniones (nudos) entre viga y pilar de los pórticos a flexión.

El Apéndice D contiene las especificaciones que debe incluir la documentación de proyecto, en el caso de edificios, en cuanto a la comprobación de la respuesta de la construcción frente al sismo.

El Apéndice E contiene una tabla con los valores de los parámetros de referencia de peligrosidad sísmica, dados para una malla de puntos que cubre todo el territorio nacional.

El Apéndice G contiene una relación de normas nacionales e internacionales para consulta o referencia.

NOTA El Apéndice F contiene, como elemento adicional, una imagen del mapa de peligrosidad obtenido de la interpolación de los datos del apéndice E. Este Apéndice tiene carácter informativo y no debe emplearse para la obtención directa de valores de los parámetros de referencia de peligrosidad sísmica.

1.1.3 Otros Anejos de la Norma de Construcción Sismorresistente

(1) Otros Anejos de la Norma Sismorresistente, complementarios de este Anejo, incluyen lo siguiente:

- El Anejo 2 contiene las disposiciones específicas relativas a los puentes;
- El Anejo 3 contiene las disposiciones para la evaluación y adecuación sismorresistente de los edificios existentes;
- El Anejo 4 contiene las disposiciones específicas relativas a los silos, depósitos y tuberías;
- El Anejo 5 contiene las disposiciones específicas relativas a las cimentaciones, las estructuras de contención y los aspectos geotécnicos;
- El Anejo 6 contiene las disposiciones específicas relativas a las torres, mástiles y chimeneas.

1.2 Normas para referencia y consulta.

(1) Para la aplicación de esta Norma Sismorresistente debe tenerse en cuenta la reglamentación

específica vigente.

(2) Las normas UNE citadas en esta Norma Sismorresistente deben utilizarse en la versión indicada en el Apéndice G.

1.3 Hipótesis

(1) Se aplican las siguientes hipótesis:

- la elección del sistema estructural y del procedimiento de cálculo de la estructura se ha realizado por personal debidamente cualificado y con experiencia;
- la ejecución se lleva a cabo por personal con las capacidades y experiencia adecuadas;
- se asegura una supervisión y un control de calidad adecuados durante el proyecto y la ejecución de la obra, es decir, en las oficinas de proyecto, en fábrica, en las plantas y en la obra;
- los materiales y productos de construcción se utilizan según se especifica en el Código Estructural;
- la estructura se mantendrá de forma adecuada;
- la estructura se utilizará de acuerdo con las hipótesis de proyecto.

(2) Se supone que ningún cambio, respecto al proyecto original, tendrá lugar en la estructura durante la fase de construcción o durante su vida posterior, a menos que se proporcione la justificación y comprobación adecuada ante la propiedad, validada o aprobada por el autor del proyecto o bien, caso de que no sea posible, por otro técnico debidamente cualificado. Debido a la naturaleza específica de la respuesta sísmica, esto se aplica incluso en caso de cambios que produzcan un aumento de la resistencia o de la rigidez estructural.

1.4 Unidades del sistema internacional (S.I.)

(1) En la aplicación de esta Norma Sismorresistente deberán utilizarse las unidades del Sistema Internacional (S.I.) de acuerdo con lo dispuesto en el Real Decreto 2032/2009, de 30 de diciembre, por el que se establecen las unidades legales de medida, y con el Real Decreto 493/2020, de 28 de abril, que modifica al anterior.

(2) Se recomiendan las siguientes unidades para los cálculos:

- fuerzas y cargas:	kN, kN/m, kN/m ²
- densidad:	kg/m ³ , toneladas/m ³
- masa:	kg, toneladas
- peso específico:	kN/m ³
- tensiones:	N/mm ² (= MN/m ² o MPa), kN/m ² (= kPa)
- momentos:	kNm

- aceleración: $\text{m/s}^2, g (= 9,81 \text{ m/s}^2)$

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Términos comunes

(1) Se aplican los términos y definiciones indicadas en el apartado **1.4** del Anejo 18 del Código Estructural.

1.5.2 Otros términos utilizados en esta Norma Sismorresistente

(1) En esta Norma Sismorresistente se utilizan los siguientes términos con los significados siguientes:

coeficiente de comportamiento:

Coeficiente utilizado en el cálculo para reducir las fuerzas obtenidas a partir de un análisis lineal, a fin de tener en cuenta la respuesta no lineal de una estructura, asociada al material, al sistema estructural y a los métodos de cálculo.

dimensionamiento por capacidad:

Método de cálculo en el que algunos de los elementos del sistema estructural se eligen, dimensionan y detallan adecuadamente para asegurar la disipación de energía ante grandes deformaciones, mientras que todos los demás elementos estructurales se dotan de resistencia suficiente de forma que puedan mantenerse los medios de disipación de energía escogidos.

estructura disipativa:

Estructura capaz de disipar energía mediante un comportamiento de histéresis dúctil y/o mediante otros mecanismos.

zonas de disipación:

Partes predefinidas de una estructura disipativa en las cuales se localizan principalmente las capacidades disipativas.

NOTA También se llaman zonas críticas.

unidad dinámicamente independiente:

Estructura o parte de una estructura que está sometida directamente al movimiento del suelo, y cuya respuesta no está afectada por la respuesta de las unidades o estructuras adyacentes.

factor de importancia:

Coeficiente relacionado con las consecuencias de la rotura (fallo) estructural.

estructura no disipativa:

Estructura proyectada para una situación sísmica de cálculo particular, sin tener en cuenta el comportamiento no lineal del material.

elemento no estructural:

Elemento, sistema o componente arquitectónico, mecánico o eléctrico que, ya sea debido a la falta de resistencia o rigidez o a la manera en que está conectado a la estructura, no se considera en el proyecto sismorresistente como elemento transmisor de cargas sísmicas.

NOTA Para el caso particular de cerramientos y particiones, véase lo dispuesto en 4.2.2.

elementos sísmicos primarios:

Elementos estructurales considerados como parte del sistema estructural que resiste la acción sísmica, modelados en el análisis para la situación sísmica de cálculo, y completamente proyectados y detallados constructivamente para resistir a los terremotos de acuerdo con las reglas de esta Norma Sismorresistente.

NOTA Se emplean indistintamente los términos “elemento sísmico primario” y “elemento sismorresistente primario”.

elementos sísmicos secundarios:

Elementos estructurales que no se consideran como parte del sistema resistente a la acción sísmica y cuya resistencia y rigidez ante las acciones sísmicas se desprecia.

NOTA No se requiere que satisfagan todas las reglas de la Norma Sismorresistente, pero se proyectan y detallan constructivamente para soportar las cargas gravitatorias cuando estén sometidos a los desplazamientos originados por la situación sísmica de cálculo.

falla potencialmente activa:

Falla que cumple alguno de los siguientes requisitos:

- Que su tasa de deslizamiento media sea igual o superior a 1 mm/año.
- Que tenga evidencia de ruptura o deformación cosísmica en la superficie del terreno en los últimos 129.000 años (desde el inicio del Pleistoceno Superior hasta la actualidad).
- Que tenga una actividad sísmica asociada atestiguada por el registro sísmológico instrumental, o deducida a partir de información histórica, arqueológica o geológica, siempre dentro de los últimos 129.000 años.

NOTA 1 En todo caso se deberá tener en cuenta la magnitud máxima atribuida a esa falla y su periodo de recurrencia, de modo que sean coherentes con el periodo de retorno de la acción sísmica considerada en el proyecto.

NOTA 2 Se emplean en esta Norma Sismorresistente indistintamente los términos “falla potencialmente activa” y “falla sísmicamente activa”.

1.6 Símbolos

1.6.1 Generalidades

(1) Se aplican los símbolos indicados en el apartado 1.5 del Anejo 18 del Código Estructural. Para los símbolos relativos a los materiales, así como para los símbolos no relacionados específicamente con los terremotos, se aplican las disposiciones reglamentarias pertinentes.

(2) Para facilitar su uso, otros símbolos relacionados con las acciones sísmicas se definen cuando aparecen. Sin embargo, los símbolos que aparecen más frecuentemente en el Anejo 1 se enumeran y definen además en los apartados 1.6.2 y 1.6.3.

1.6.2 Otros símbolos utilizados en los capítulos 2 y 3 de este Anejo

A_{Ed} valor de cálculo de la acción sísmica ($= \gamma_I \cdot A_{Ek}$)

A_{Ek} valor característico de la acción sísmica para el periodo de retorno de referencia

E_d	valor de cálculo de los efectos de la acción
M_w	magnitud del terremoto (se utiliza la escala de magnitud momento)
N_{SPT}	número de golpes del ensayo de penetración estándar (<i>Standard Penetration Test, SPT</i>)
P_{NCR}	probabilidad de referencia de superar, en 50 años, la acción sísmica de referencia para el requisito de no colapso
Q	acción variable
$S_e(T)$	espectro de respuesta elástica de la aceleración horizontal del suelo, también llamado "espectro de respuesta elástica". Para $T = 0$ la aceleración espectral dada por este espectro es igual al valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A, multiplicada por el coeficiente de suelo S
$S_{ve}(T)$	espectro de respuesta elástica de la aceleración vertical del suelo
$S_{De}(T)$	espectro de respuesta elástica de desplazamientos
$S_d(T)$	espectro de cálculo (para análisis elástico)
S	coeficiente de suelo
T	periodo de vibración de un sistema lineal con un solo grado de libertad
T_s	duración de la parte estacionaria del movimiento sísmico
T_{NCR}	periodo de retorno de referencia de la acción sísmica de referencia para el requisito de no colapso
a_{gR}	aceleración máxima de referencia del suelo en un terreno tipo A
a_g	valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A
a_{vg}	valor de cálculo de la aceleración del suelo en la dirección vertical
c_u	resistencia al corte sin drenaje
d_g	valor de cálculo del desplazamiento del suelo
g	aceleración de la gravedad
q	coeficiente de comportamiento
$v_{s,30}$	valor medio de la velocidad de propagación de las ondas S en los 30 m superiores del perfil del suelo, para una deformación unitaria a cortante menor o igual que 10^{-5}
γ_I	factor de importancia
η	coeficiente de corrección por amortiguamiento
ξ	cociente de amortiguamiento viscoso (en porcentaje)
$\Psi_{2,i}$	coeficiente de combinación para el valor cuasi-permanente de una acción variable i
$\Psi_{E,i}$	coeficiente de combinación para una acción variable i , a considerar cuando se determinan los efectos de la acción sísmica de cálculo

1.6.3 Otros símbolos utilizados en el capítulo 4 de este Anejo

E_E	efectos de la acción sísmica
E_{Edx}, E_{Edy}	valores de cálculo de los efectos debidos a las componentes horizontales (x e y) de la acción sísmica
E_{Edz}	valor de cálculo de los efectos debidos a la componente vertical de la acción sísmica
F_i	fuerza sísmica horizontal en la planta i
F_a	fuerza sísmica horizontal actuando sobre un elemento no estructural (apéndice)
F_b	fuerza cortante en la base del edificio
H	altura del edificio desde la cimentación o desde la parte superior de un sótano rígido
$L_{máx}, L_{mín.}$	dimensiones máxima y mínima del edificio en planta, medidas en direcciones ortogonales
R_d	valor de cálculo de la resistencia
S_a	coeficientes sísmicos para elementos no estructurales
T_1	periodo fundamental de vibración de un edificio
T_a	periodo fundamental de vibración de un elemento no estructural (apéndice)
W_a	peso de un elemento no estructural (apéndice)
D	desplazamiento
d_r	valor de cálculo del desplome entre plantas
e_a	excentricidad accidental de la masa de una planta respecto a su posición nominal
h	altura entre plantas
m_i	masa de la planta i
N	número de plantas sobre la cimentación o la parte superior de un sótano rígido
q_a	coeficiente de comportamiento de un elemento no estructural (apéndice)
q_d	coeficiente de comportamiento para el desplazamiento
s_i	desplazamiento de la masa m_i para el modo fundamental de un edificio
z_i	altura de la masa m_i respecto al nivel de aplicación de la acción sísmica
A	razón entre el valor de cálculo de la aceleración del suelo y la aceleración de la gravedad
γ_a	factor de importancia de un elemento no estructural (apéndice)
γ_d	coeficiente de reserva de resistencia (sobrerresistencia) para diafragmas
Θ	coeficiente de sensibilidad del desplome entre plantas

1.6.4 Otros símbolos utilizados en el capítulo 5 de este Anejo

A_c	área de la sección de un elemento de hormigón
A_{sh}	área total de los estribos horizontales en un nudo viga-pilar
A_{si}	área total de las armaduras de acero en cada dirección diagonal de una viga acoplada
A_{st}	área de un elemento de la armadura transversal
A_{sv}	área total de la armadura vertical de la malla de un muro (muro pantalla)
$A_{sv,i}$	área total de los redondos intermedios entre las armaduras de esquina dispuestas en una dirección de la sección transversal de un pilar
A_w	área total de sección transversal horizontal de un muro
ΣA_{si}	suma de las áreas de todas las armaduras oblicuas en las dos direcciones, en un muro de hormigón armado con armaduras oblicuas para resistir el esfuerzo cortante debido al deslizamiento
ΣA_{sj}	suma de las áreas de todas las armaduras verticales del alma de un muro o de las armaduras adicionales, dispuestas en los elementos de contorno del muro específicamente para resistir el esfuerzo cortante debido al deslizamiento
ΣM_{Rb}	suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de las vigas que confluyen en la unión (nudo) en la dirección relevante
ΣM_{Rc}	suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de los pilares que confluyen en la unión (nudo) en la dirección relevante
D_o	diámetro del núcleo confinado en un pilar circular
$M_{i,d}$	momento en el extremo de una viga o de un pilar para la determinación del esfuerzo cortante en el dimensionamiento por capacidad
$M_{Rb,i}$	valor de cálculo del momento resistente de una viga en su extremo i
$M_{Rc,i}$	valor de cálculo del momento resistente de un pilar en su extremo i
N_{Ed}	fuerza axial obtenida del análisis para la situación sísmica de cálculo
T_l	periodo fundamental de un edificio en la dirección horizontal pertinente
T_c	periodo correspondiente al límite superior de la zona de aceleración constante del espectro elástico
V'_{Ed}	esfuerzo cortante de un muro obtenido a partir del análisis para la situación sísmica de cálculo
V_{dd}	resistencia del pasador de las armaduras verticales de un muro
V_{Ed}	valor de cálculo del esfuerzo cortante en un muro
$V_{Ed,máx.}$	máximo esfuerzo cortante que actúa en el extremo de una viga, obtenido mediante el dimensionamiento por capacidad
$V_{Ed,mín.}$	mínimo esfuerzo cortante que actúa en el extremo de una viga, obtenido mediante el dimensionamiento por capacidad
V_{fd}	contribución del rozamiento a la resistencia del muro al esfuerzo cortante debido al

	deslizamiento
V_{id}	contribución de las armaduras inclinadas a la resistencia del muro al esfuerzo cortante debido al deslizamiento
$V_{Rd,c}$	valor de cálculo de la resistencia a cortante de los elementos sin armadura a cortante, de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 19)
$V_{Rd,S}$	valor de cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante debido al deslizamiento
b	anchura del ala inferior de una viga
b_c	dimensión de la sección transversal de un pilar
b_{eff}	anchura eficaz del ala de una viga a tracción en la cara de un pilar de apoyo
b_i	distancia entre dos armaduras consecutivas enlazadas a un pilar mediante una armadura cruzada o un atado transversal
b_o	espesor del núcleo confinado en un pilar o en un elemento de contorno de un muro (respecto al eje de los cercos)
b_w	espesor de las partes de la zona confinada de una sección de muro, o anchura del alma de una viga
b_{wo}	espesor del alma de un muro
d	canto útil de una sección
d_{bL}	diámetro de una armadura longitudinal
d_{bw}	diámetro de un cerco
f_{cd}	valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón
f_{ctm}	valor medio de la resistencia a tracción del hormigón
f_{yd}	valor de cálculo del límite elástico del acero
$f_{yd,h}$	valor de cálculo del límite elástico de la armadura horizontal del alma
$f_{yd,v}$	valor de cálculo del límite elástico de la armadura vertical del alma
f_{yld}	valor de cálculo del límite elástico de las armaduras longitudinales
f_{ywd}	valor de cálculo del límite elástico de las armaduras transversales
h	altura de la sección transversal
h_c	canto bruto transversal
h_f	altura de ala
h_{jc}	distancia entre las capas más alejadas de las armaduras de un pilar en una unión (nudo) entre viga y pilar
h_{jw}	distancia entre las armaduras superior e inferior de una viga
h_o	canto del núcleo confinado (hasta el eje de los cercos)

h_s	altura libre de planta
h_w	altura de un muro o canto de una sección transversal de una viga
k_D	coeficiente que refleja la clase de ductilidad en el cálculo de la longitud de pilar requerida para el anclaje de las armaduras de una viga en una unión (nudo), igual a 1 para DCH y a 2/3 para la clase DCM*
k_w	coeficiente que refleja el modo predominante de rotura (fallo) en los sistemas estructurales con muros
l_{cl}	longitud libre de una viga o de un pilar
l_{cr}	longitud de la zona crítica
l_i	distancia entre los ejes de dos grupos de armaduras oblicuas en la sección de la base de muros provistos de armaduras inclinadas para resistir el deslizamiento debido al esfuerzo cortante
l_w	longitud de la sección transversal de un muro
n	número total de redondos longitudinales enlazados lateralmente mediante cercos o atados transversales en el perímetro de la sección del pilar
q_o	valor de base del coeficiente de comportamiento
s	separación de las armaduras transversales
x_u	profundidad de la fibra neutra
z	brazo mecánico interno
α	coeficiente de eficacia del confinamiento, ángulo entre las armaduras diagonales y el eje de una viga acoplada
α_o	relación de aspecto predominante de los muros de un sistema estructural
α_1	coeficiente multiplicador de la acción sísmica de cálculo horizontal cuando se forma la primera rótula plástica del sistema
α_u	coeficiente multiplicador de la acción sísmica de cálculo horizontal cuando se forma el mecanismo plástico global
γ_c	coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
γ_{Rd}	coeficiente de incertidumbre del modelo sobre el valor de cálculo de las resistencias en la estimación de los efectos de la acción del dimensionamiento por capacidad, teniendo en cuenta diversas fuentes de la reserva de resistencia (sobrerresistencia)
γ_s	coeficiente parcial para el acero
ϵ_{cu2}	deformación unitaria última del hormigón no confinado
$\epsilon_{cu2,c}$	deformación última del hormigón confinado

* NOTA: DCH (*Ductility Class – High*) hace referencia a la clase de ductilidad alta y DCM (*Ductility Class – Medium*) hace referencia a la clase de ductilidad media. Los capítulos 5, 6 y 7 de este Anejo proporcionan más información sobre las clases de ductilidad.

$\varepsilon_{su,k}$	valor característico de la deformación unitaria última del acero para armaduras pasivas
$\varepsilon_{sy,d}$	valor de cálculo de la deformación unitaria del acero correspondiente al límite elástico
η	coeficiente de reducción de la resistencia a compresión del hormigón debido a las deformaciones de tracción en la dirección transversal
ζ	cociente $V_{Ed,min.}/V_{Ed,máx.}$ entre los esfuerzos cortantes mínimo y máximo que actúan en la sección extrema de una viga
μ_f	coeficiente de rozamiento del hormigón sobre hormigón bajo acciones cíclicas
μ_ϕ	coeficiente de ductilidad en curvaturas
μ_δ	coeficiente de ductilidad al desplazamiento
ν	fuerza axil debida a la situación sísmica de cálculo, normalizada para $A_c f_{cd}$
ξ	profundidad relativa del eje neutro
ρ	cuantía de armaduras a tracción
ρ'	cuantía de armaduras a compresión en las vigas
σ_{cm}	valor medio de la tensión normal del hormigón
ρ_h	cuantía de armaduras horizontales del alma de un muro
ρ_l	cuantía total de armaduras longitudinales
$\rho_{máx.}$	cuantía máxima admitido de armaduras a tracción en las zonas críticas de las vigas sísmicas primarias
ρ_v	cuantía de las armaduras verticales del alma de un muro
ρ_w	cuantía de armaduras a esfuerzo cortante
ω_v	cuantía mecánica de las armaduras de alma verticales
ω_{wd}	cuantía mecánica volumétrica de las armaduras de confinamiento

1.6.5 Otros símbolos utilizados en el capítulo 6 de este Anejo

L	luz de la viga
M_{Ed}	valor de cálculo del momento flector obtenido del análisis para la situación sísmica de cálculo
$M_{pl,RdA}$	valor de cálculo del momento plástico resistente en el extremo A de un elemento
$M_{pl,RdB}$	valor de cálculo del momento plástico resistente en el extremo B de un elemento
N_{Ed}	valor de cálculo del esfuerzo axil obtenido del análisis para la situación sísmica de cálculo
$N_{Ed,E}$	esfuerzo axil obtenido a partir únicamente de la acción sísmica de cálculo
$N_{Ed,G}$	esfuerzo axil debido a las acciones no sísmicas incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo

$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia plástica a tracción de la sección transversal bruta de un elemento, conforme al Código Estructural (Anejo 22)
$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$	valor de cálculo de la resistencia axial de un pilar o de un elemento diagonal, conforme al Código Estructural (Anejo 22), teniendo en cuenta la interacción con el momento flector M_{Ed} y con el esfuerzo cortante V_{Ed} en la situación sísmica
R_d	resistencia de conexión de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 22)
R_{fy}	resistencia plástica de un elemento disipativo enlazado, en función del límite elástico de cálculo del material, tal como se define en el Código Estructural (Anejo 22)
V_{Ed}	valor de cálculo del esfuerzo cortante obtenido a partir del análisis para la situación sísmica de cálculo
$V_{Ed,G}$	esfuerzo cortante debido a las acciones no sísmicas incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo
$V_{Ed,M}$	esfuerzo cortante debido a la aplicación de los momentos resistentes plásticos en los dos extremos de una viga
$V_{pl,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a cortante de un elemento de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 22)
$V_{wp,Ed}$	valor de cálculo del esfuerzo cortante en un panel del alma debido a los efectos de la acción sísmica de cálculo
$V_{wp,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a cortante del panel del alma de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 22)
e	longitud de un tramo de acoplamiento sísmico
f_y	límite elástico nominal del acero
$f_{y,máx.}$	valor superior del límite elástico del acero
q	coeficiente de comportamiento
t_w	espesor del alma de un tramo de acoplamiento sísmico
t_f	espesor del ala de un tramo de acoplamiento sísmico
Ω	coeficiente multiplicador de la fuerza axial $N_{Ed,E}$, obtenida del análisis para la situación sísmica de cálculo, para el cálculo de elementos no disipativos en pórticos con triangulaciones centradas y descentradas, según los apartados 6.7.4 y 6.8.3 , respectivamente
α	cociente entre el menor momento flector de cálculo $M_{Ed,A}$ en un extremo de un tramo de acoplamiento sísmico y el mayor de los momentos flectores de cálculo $M_{Ed,B}$ en el extremo donde se forma la rótula plástica, tomados ambos momentos en valor absoluto
α_1	coeficiente multiplicador de la acción sísmica de cálculo horizontal a la formación de la primera rótula plástica del sistema
α_u	coeficiente multiplicador de la acción sísmica de cálculo horizontal cuando se forma el mecanismo plástico global

γ_M	coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material
γ_{ov}	coeficiente de reserva de resistencia del material
Δ	flecha de la viga en la mitad del vano respecto a la tangente al eje de la viga en su extremo (véase la figura 6.11)
γ_{pb}	coeficiente multiplicador del valor de cálculo $N_{pl,Rd}$ de la resistencia a tracción correspondiente al límite elástico del brazo comprimido de una triangulación en V, para la estimación del efecto de la acción sísmica no equilibrada sobre la viga a la que la articulación está conectada
γ_s	coeficiente parcial de seguridad del acero
θ_p	capacidad de rotación de la zona de rótula plástica
$\bar{\lambda}$	esbeltez adimensional de un elemento, tal como se define en el Código Estructural (Anejo 22)

1.6.6 Otros símbolos utilizados en el capítulo 7 de este Anejo

A_{pl}	área horizontal de la placa
E_a	módulo de elasticidad del acero
E_{cm}	valor medio del módulo de elasticidad del hormigón de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 19)
I_a	momento de inercia del área de la parte de acero de una sección mixta, respecto al eje de flexión de la sección mixta
I_c	momento de inercia del área de la parte de hormigón de una sección mixta, respecto al eje de flexión de la sección mixta
I_{eq}	momento de inercia equivalente del área de la sección mixta
I_s	momento de inercia de las armaduras de una sección mixta, respecto al eje de flexión de la sección mixta
$M_{pl,Rd,c}$	valor de cálculo del momento plástico resistente del pilar, calculado para su valor límite inferior y teniendo en cuenta el hormigón de la sección y únicamente las partes de acero de la sección clasificadas como dúctiles
$M_{U,Rd,b}$	límite superior del momento plástico resistente de la viga calculado teniendo en cuenta el hormigón de la sección y todas las partes de acero de la sección incluidas aquellas no clasificadas como dúctiles.
$V_{wp,Ed}$	valor de cálculo del esfuerzo cortante en el panel del alma, calculado en función de la resistencia plástica de las zonas disipativas adyacentes en vigas o conexiones
$V_{wp,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a cortante de paneles del alma mixtos de acero y hormigón, de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 30).
b	anchura del ala
b_b	anchura de la viga mixta (véase la figura 7.3a) o anchura de apoyo del hormigón de la losa sobre el pilar (véase la figura 7.7)

b_e	anchura parcial eficaz del ala sobre cada lado del alma de acero
b_{eff}	anchura total eficaz del ala de hormigón
b_o	anchura (dimensión mínima) del núcleo confinado de hormigón (con referencia al eje de los cercos)
d_{bL}	diámetro de las armaduras longitudinales
d_{bw}	diámetro de las armaduras de los cercos
f_{yd}	valor de cálculo de la resistencia del acero correspondiente al límite elástico
f_{ydf}	valor de cálculo de la resistencia del acero correspondiente al límite elástico en el ala
f_{ydw}	valor de cálculo de la resistencia de la armadura del alma
h_b	canto de la viga mixta
h_c	canto de la sección de pilar mixto
k_r	coeficiente de eficacia de la forma de las nervaduras de una chapa de nervada de acero
k_t	coeficiente reductor del valor de cálculo de la resistencia a cortante de los conectores, de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 30)
I_{cl}	longitud libre del pilar
I_{cr}	longitud de la zona crítica
n	cociente de equivalencia entre el acero y el hormigón para las acciones de corta duración
q	coeficiente de comportamiento
r	coeficientes de reducción de la rigidez del hormigón para el cálculo de la rigidez de los pilares mixtos
t_f	espesor del ala
γ_c	coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
γ_M	coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material
γ_{ov}	coeficiente de reserva de resistencia del material
γ_s	coeficiente parcial de seguridad para el acero
ε_a	deformación unitaria total del acero para el estado límite último
ε_{cu2}	deformación unitaria última del hormigón no confinado
η	mínimo grado de conexión, tal como se define en el apartado 6.6.1.2 del Anejo 30 del Código Estructural

1.6.7 Otros símbolos utilizados en el capítulo 8 de este Anejo

E_o	módulo de elasticidad de la madera para cargas instantáneas
b	anchura de la sección de madera

d	diámetro del elemento de fijación
h	canto de las vigas de madera
k_{mod}	coeficiente modificador de la resistencia de la madera para cargas instantáneas, de acuerdo con el Código Técnico de la Edificación (Documento Básico DB SE-M "Seguridad estructural: madera"; véase factor de modificación por duración de la carga y clase de servicio.).
q	coeficiente de comportamiento
γ_M	coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material

1.6.8 Otros símbolos utilizados en el capítulo 9 de este Anejo

$a_{g, \text{urm}}$	valor superior del valor de cálculo de la aceleración del suelo en el emplazamiento, para su uso en estructuras de fábricas no armadas que cumplan las disposiciones de esta norma Sismorresistente
$A_{\text{min.}}$	superficie total de la sección transversal de los muros de fábrica, necesaria en cada dirección horizontal para aplicar las reglas correspondientes a "edificios sencillos de fábrica"
$f_{b, \text{min.}}$	resistencia a compresión normalizada de las unidades de fábrica, normal a la cara de la hilada (tabla)
$f_{bh, \text{min.}}$	resistencia a compresión normalizada de las unidades de fábrica, paralela a la cara de la hilada (tabla), en el plano del muro
$f_{m, \text{min.}}$	resistencia mínima del mortero
h	máxima altura libre de las aberturas adyacentes al muro (muro pantalla)
h_{ef}	altura eficaz del muro (muro pantalla)
l	longitud del muro (muro pantalla)
n	número de plantas sobre el nivel del suelo
$p_{A, \text{min.}}$	valor mínimo de la suma de las superficies transversales de los muros resistentes al esfuerzo cortante en cada dirección, en porcentaje de la superficie total de planta
$p_{\text{máx.}}$	porcentaje de la superficie total del forjado sobre el nivel
q	coeficiente de comportamiento
t_{ef}	espesor eficaz del muro (muro pantalla)
$\Delta_{A, \text{máx.}}$	máxima diferencia de las superficies de las secciones horizontales los muros resistentes a esfuerzo cortante entre plantas contiguas de los "edificios sencillos de fábrica"
$\Delta_{m, \text{máx.}}$	máxima diferencia de las masas entre plantas contiguas de los "edificios sencillos de fábrica"
γ_m	coeficientes parciales de seguridad de las propiedades de las fábricas
γ_s	coeficiente parcial de seguridad del acero de las armaduras

$\lambda_{\min.}$ cociente entre las longitudes en planta de los lados corto y largo

1.6.9 Otros símbolos utilizados en el capítulo 10 de este Anejo

K_{eff}	rigidez eficaz del sistema de aislamiento en la dirección principal horizontal considerada, para un desplazamiento igual al valor de cálculo del desplazamiento d_{dc}
K_v	rigidez total del sistema de aislamiento en la dirección vertical
K_{xi}	rigidez eficaz de una unidad dada i en la dirección x
K_{yi}	rigidez eficaz de una unidad dada i en la dirección y
T_{eff}	periodo fundamental eficaz de la superestructura correspondiente a la traslación horizontal, supuesta la superestructura como un cuerpo rígido
T_f	periodo fundamental de la superestructura, supuesta fijada a su base
T_v	periodo fundamental de la superestructura en la dirección vertical, se supone la superestructura como un cuerpo rígido
M	masa de la superestructura
d_{dc}	valor de cálculo del desplazamiento del centro de rigidez eficaz en la dirección considerada
d_{db}	valor de cálculo del desplazamiento total de una unidad de aislamiento
$e_{\text{tot},y}$	excentricidad total en la dirección y
f_j	fuerzas horizontales en cada nivel j
r_y	radio de torsión del sistema de aislamiento
(x_i, y_i)	coordenadas de la unidad de aislamiento i referidas al centro de rigidez eficaz
δ_i	coeficiente de amplificación
ξ_{eff}	amortiguamiento eficaz

2 Requisitos de comportamiento y criterios de comprobación

2.1 Requisitos fundamentales

(1) Las estructuras en las regiones sísmicas deben proyectarse y construirse de tal forma que se cumplan los siguientes requisitos, cada uno con un grado adecuado de fiabilidad.

- Requisito de no colapso

La estructura debe proyectarse y construirse para resistir la acción sísmica de cálculo definida en el capítulo 3 sin que se produzca colapso local ni global, esto es, manteniendo su integridad estructural y una capacidad portante residual tras el terremoto. La acción sísmica de cálculo se expresa en términos de:

- a) la acción sísmica de referencia asociada a una probabilidad de excedencia de referencia, P_{NCR} , del 10% en 50 años, o a un periodo de retorno de referencia $T_{NCR} = 475$ años, y
- b) el factor de importancia γ_I (véase el anejo 18 del Código Estructural y los puntos (2) y (3) de este apartado) para tener en cuenta la diferenciación de fiabilidad.

NOTA El valor de la probabilidad, P_R , de superar en T_L años un nivel específico de la acción sísmica, se relaciona con el periodo medio de retorno, T_R , de este nivel de la acción sísmica de acuerdo con la ecuación $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$. Así pues, para un T_L dado, la acción sísmica se puede especificar de forma equivalente bien por su periodo medio de retorno, T_R , o bien por su probabilidad de excedencia, P_R en T_L años.

- Requisito de limitación de daño

La estructura debe proyectarse y construirse para resistir una acción sísmica que tenga una mayor probabilidad de ocurrencia que la acción sísmica de cálculo, sin que se produzcan daños ni limitaciones de uso asociadas, cuyos costes sean desproporcionadamente altos en comparación con el coste de la propia estructura. La acción sísmica a considerar para el "requisito de limitación de daño" tiene una probabilidad de excedencia de referencia, P_{DLR} , del 10% en 10 años, o un periodo de retorno $T_{DLR} = 95$ años. En ausencia de información más precisa, el coeficiente de reducción aplicado a la acción sísmica de cálculo conforme al punto (2) del apartado 4.4.3.2 puede usarse para obtener la acción sísmica para la comprobación del requisito de limitación de daño.

(2) Las fiabilidades objetivo para los requisitos de no colapso y de limitación de daños se establecen en la reglamentación nacional para los diferentes tipos de edificios y obras de ingeniería civil en función de las consecuencias del fallo.

NOTA: El Código Estructural define la fiabilidad de las estructuras de hormigón, acero y mixtas, y el Código Técnico de la Edificación la de las estructuras, en el ámbito de la edificación, de madera, fábrica y cimentaciones.

(3) La diferenciación de la fiabilidad se establece mediante la clasificación de las estructuras en diferentes clases de importancia. A cada clase de importancia se le asigna un factor de importancia γ_I . Siempre que sea posible, este coeficiente se deberá deducir de forma que se corresponda con un valor mayor o menor del periodo de retorno del movimiento del suelo (en comparación con el periodo de retorno de referencia), adecuado para el proyecto de esa categoría específica de estructuras (véase punto (3) del apartado 3.2.1).

(4) Los diferentes niveles de fiabilidad se obtienen multiplicando por este factor de importancia la acción sísmica de referencia o, cuando se utiliza el análisis lineal, los correspondientes efectos de la acción. En los anejos pertinentes de esta Norma Sismorresistente se ofrece una guía detallada de las clases de importancia y de sus correspondientes factores de importancia.

NOTA En la mayor parte de los emplazamientos puede considerarse que la tasa anual de superación $H(a_{gR})$ de la máxima aceleración del suelo de referencia, a_{gR} , varía con a_{gR} del modo siguiente: $H(a_{gR}) \sim k_0 a_{gR}^{-k}$, con el valor del exponente k dependiendo de la sismicidad, pero siendo generalmente del orden de 3. Entonces, si la acción sísmica se define en términos de la máxima aceleración del suelo de referencia, a_{gR} , el valor del factor de importancia γ_I que multiplica a la acción sísmica de referencia para alcanzar la misma probabilidad de excedencia en T_L años que en los T_{LR} años para los que se define la acción sísmica de referencia, puede calcularse como: $\gamma_I \sim (T_{LR}/T_L)^{-1/k}$. Alternativamente, el valor del factor de importancia γ_I por el que ha de multiplicarse la acción sísmica de referencia para obtener un valor de probabilidad de excedencia de la acción sísmica, P_L , en T_L años, (distinta de la probabilidad de excedencia de referencia, P_{LR} , en el mismo periodo de T_L años), puede estimarse mediante: $\gamma_I \sim (P_L/P_{LR})^{-1/k}$.

2.2 Criterios de comprobación

2.2.1 Generalidades

(1) A fin de satisfacer los requisitos fundamentales expuestos en el apartado 2.1, se deben comprobar los siguientes estados límite (véanse 2.2.2 y 2.2.3):

- estados límite últimos;
- estados de limitación de daños.

Los estados límite últimos son los asociados con el colapso o con otras formas de rotura (fallo) estructural que podrían poner en peligro la seguridad de las personas.

Los estados de limitación de daños son aquellos asociados con la aparición de daños, a partir de los cuales ya no se cumplen los requisitos de servicio especificados.

(2) A fin de limitar las incertidumbres y de propiciar un buen comportamiento de las estructuras ante acciones sísmicas más severas que la acción sísmica de cálculo, se deben tomar también una serie de medidas específicas apropiadas (véase 2.2.4).

(3) En casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1), los requisitos fundamentales pueden satisfacerse mediante la aplicación de reglas más sencillas que las indicadas en los anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente.

(4) En casos de muy baja sismicidad, no es necesario observar las disposiciones de esta Norma Sismorresistente (véase el punto (5) del apartado 3.2.1 y las notas para la definición de casos de muy baja sismicidad).

(5) En el capítulo 9 se dan reglas para "edificios sencillos de fábrica". Mediante el cumplimiento de estas reglas, se considera que los indicados "edificios sencillos de fábrica" satisfacen los requisitos fundamentales de este Anejo sin comprobaciones analíticas de la seguridad.

2.2.2 Estado límite último

(1) Se debe comprobar que el sistema estructural tiene la resistencia y capacidad de disipación de energía especificada en los anejos pertinentes de esta Norma Sismorresistente.

(2) La resistencia y capacidad de disipación de energía a asignar a la estructura están relacionadas con el grado de aprovechamiento de su respuesta no lineal. A efectos prácticos, la relación entre resistencia y capacidad de disipación de energía se caracteriza por los valores del coeficiente de comportamiento, q , y la clasificación de ductilidad asociada, los cuales vienen dados en los anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente. Como caso límite, para el proyecto de estructuras clasificadas como poco disipativas, no se tiene en cuenta la disipación de energía por histéresis y el coeficiente de comportamiento no puede tomarse, en general, mayor del valor 1,5, considerado para tener en cuenta las reservas de resistencia. Igualmente, para edificios de acero o mixtos de hormigón y acero, clasificados como de comportamiento estructural poco disipativo, este valor límite del coeficiente q , no puede tomarse tampoco mayor de 1,5 (véase la tabla 6.1 o la tabla 7.1, respectivamente). Para estructuras disipativas, el coeficiente de comportamiento se toma mayor de esos valores límites, teniendo en cuenta así la disipación de energía por histéresis que principalmente se produce en zonas específicamente proyectadas, llamadas zonas disipativas o zonas críticas.

NOTA El valor del coeficiente de comportamiento q deberá limitarse para el estado límite de estabilidad dinámica de la estructura y por los daños debidos a la fatiga de bajo ciclo de ciertos detalles estructurales (especialmente las conexiones). Se deberá aplicar la condición límite más desfavorable cuando se determinan los valores del coeficiente q . Se considera que los valores del coeficiente q indicados en los anejos de esta Norma Sismorresistente cumplen con este requisito.

(3) Debe comprobarse la estructura en su conjunto a fin de asegurar que es estable ante la acción sísmica de cálculo. Se deben tener en cuenta tanto la estabilidad al vuelco como al deslizamiento. Las reglas específicas para comprobar la estabilidad al vuelco de las estructuras se indican en los anejos que corresponda de esta Norma Sismorresistente.

(4) Se debe comprobar que, tanto los elementos de la cimentación como el propio suelo de la cimentación, son capaces de resistir, sin deformaciones permanentes sustanciales, los efectos de las acciones resultantes de la respuesta de la superestructura. Al determinar las reacciones se debe considerar debidamente la resistencia real que puede desarrollar el elemento estructural que transmite las acciones.

(5) En el análisis, se debe tener en cuenta la posible influencia de los efectos de segundo orden sobre los valores de los efectos de la acción.

(6) Se debe comprobar que, bajo la acción sísmica de cálculo, el comportamiento de los elementos no estructurales no representa ningún riesgo para las personas, ni tiene ningún efecto perjudicial sobre la respuesta de los elementos estructurales. En los apartados 4.3.5 y 4.3.6 se dan reglas específicas para los edificios.

2.2.3 Estado de limitación de daños

(1) Debe asegurarse un grado adecuado de fiabilidad contra daños inaceptables mediante el cumplimiento de los límites, definidos en los anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente, para la deformación o para otros valores límite relevantes.

(2) En estructuras importantes para la protección civil, se debe comprobar el sistema estructural para asegurar que posee la suficiente resistencia y rigidez a fin de mantener la función de los servicios vitales de las instalaciones ante un sismo asociado a un periodo de retorno apropiado.

2.2.4 Medidas específicas

2.2.4.1 Proyecto

(1) En la medida de lo posible, las estructuras deberán tener formas sencillas y regulares, tanto en planta como en alzado, (véase **4.2.3**). Si fuese necesario, esto se puede realizar subdividiendo la estructura mediante juntas en unidades dinámicamente independientes.

(2) A fin de asegurar un comportamiento global disipativo y dúctil, se deben evitar las roturas frágiles o la formación prematura de mecanismos inestables. Con este fin, cuando se indique en los anejos que corresponda de esta Norma Sismorresistente, debe emplearse el método de dimensionamiento por capacidad, el cual se utiliza para establecer la jerarquía de resistencia de los diversos componentes estructurales y de los modos de rotura (fallo), necesarios para asegurar un mecanismo plástico conveniente y para evitar modos de rotura frágiles.

(3) Dado que el comportamiento sismorresistente de una estructura depende en gran manera del comportamiento de sus zonas o elementos críticos, el detalle constructivo de la estructura general y de estas zonas o elementos en particular debe ser capaz de mantener, bajo condiciones cíclicas, la capacidad para transmitir las fuerzas necesarias y para disipar la energía. Para lograr este objetivo, el detalle de las uniones entre los elementos estructurales y de las zonas donde sea previsible un comportamiento no lineal deberá dimensionarse con especial cuidado.

(4) El cálculo debe basarse en un modelo estructural adecuado que, cuando sea necesario, debe tener en cuenta la influencia de la deformabilidad del suelo, la de los elementos no estructurales, y la de otros aspectos, tales como la presencia de estructuras adyacentes.

2.2.4.2 Cimentaciones

(1) La rigidez de la cimentación debe ser la adecuada para transmitir al terreno, tan uniformemente como sea posible, las acciones debidas a la superestructura.

(2) Excepto en puentes, generalmente deberá utilizarse un único tipo de cimentación para una misma estructura, a menos que esta última consista en unidades dinámicamente independientes.

2.2.4.3 Plan del sistema de calidad

(1) Los documentos del proyecto deben indicar los tamaños, detalles constructivos y las características de los materiales de los elementos estructurales. Si procede, los documentos del proyecto deben incluir también las características de los dispositivos especiales que se utilicen y las distancias entre los elementos estructurales y los no estructurales. También deben incluirse las disposiciones necesarias para el control de calidad. Cuando se trate de edificios, deberá incluirse adicionalmente la documentación mencionada en el Apéndice D- *Especificaciones relativas a los documentos de proyecto en el caso de edificios*.

(2) Los elementos de especial importancia estructural que requieran una comprobación especial durante la construcción se deben identificar en los planos del proyecto. En este caso, deben especificarse también los métodos de comprobación a utilizar.

(3) En las regiones de elevada sismicidad y tratándose de estructuras de importancia especial, deberán usarse planes que respondan a un sistema formal de calidad y que reflejen el proyecto, la construcción y el uso, de forma complementaria a los procedimientos de control prescritos en el resto de reglamentación vigente que corresponda.

3 Condiciones del terreno y acción sísmica

3.1 Condiciones del terreno

3.1.1 Generalidades

- (1) Deben llevarse a cabo los estudios apropiados a fin de clasificar el terreno de acuerdo con los tipos enumerados en el apartado **3.1.2**.
- (2) En el apartado **4.2** del Anejo 5 se dan criterios técnicos complementarios concernientes al estudio y clasificación del terreno.
- (3) El emplazamiento de la construcción y la naturaleza del terreno que la sustenta deberá, normalmente, estar libre de riesgos de rotura del terreno, inestabilidad de taludes y asentamientos permanentes causados por licuación o densificación en caso de terremoto. Se debe estudiar la posibilidad de la ocurrencia de tales fenómenos de acuerdo con las exigencias del capítulo **4** del Anejo 5.
- (4) Dependiendo de la clase de importancia de la estructura y de las condiciones particulares del proyecto, deberán desarrollarse estudios del terreno y/o estudios geológicos a fin de determinar la acción sísmica. Se pueden omitir investigaciones adicionales a las necesarias para el dimensionamiento frente a cargas no sísmicas en el caso de los edificios de clase de importancia I conforme a la tabla 4.3 (véase apartado **4.2.5**). También se pueden omitir en edificios de clase de importancia II conforme a la tabla 4.3, siempre y cuando exista un reconocimiento del terreno hasta una profundidad suficiente para permitir interpretar que las características del terreno no empeoran a partir de dicha profundidad.

3.1.2 Identificación de los tipos de terreno

- (1) Para tener en cuenta la influencia de las condiciones locales del terreno sobre la acción sísmica pueden utilizarse los tipos de terreno medio A, B, C y D descritos mediante los perfiles estratigráficos y el parámetro $v_{s,30}$ indicados en la tabla 3.1 y detallados a continuación. Esto puede hacerse también teniendo en cuenta, además, la influencia de la geología profunda sobre la acción sísmica, para lo que se considerará como sustrato rocoso la formación situada a una profundidad a partir de la cual $v_s \geq 800$ m/s.

Tabla 3.1 - Tipos de terreno

Tipo de terreno medio	$v_{s,30}$ (m/s)	Descripción
A	> 800	Roca compacta o suelo cementado aflorante o con una capa de suelo superficial de espesor menor de 5 m.
B	360 – 800	En las decenas de metros más superficiales, predominio de suelos granulares densos o suelos cohesivos duros o presencia de capas delgadas de suelos granulares sueltos o cohesivos blandos.
C	180 – 360	En las decenas de metros más superficiales, predominio de suelos granulares de compactación media o suelos cohesivos de consistencia firme o muy firme o presencia de capas de bastante espesor de suelos granulares sueltos o cohesivos blandos.
D	< 180	En las decenas de metros más superficiales, predominio de capas de gran espesor de suelos granulares sueltos o cohesivos blandos.

S1	< 100	Suelos consistiendo, o conteniendo, una capa de al menos 10 m de espesor, de arcillas o limos blandos, de alta plasticidad ($IP > 40$) y con alto contenido de humedad.
S2		Suelos formados por limos, arenas y gravas licuables o arcillas susceptibles, u otro perfil de suelos no contenido en los tipos A-D o S1.

El terreno se clasifica en función de su capacidad de amplificar el movimiento sísmico que se produzca en la roca, lo que depende del espesor de los suelos superficiales y de la velocidad media de propagación de las ondas sísmicas transversales. El terreno puede ser homogéneo o estar formado por varias capas de los siguientes tipos (de I a IV):

- Capa de terreno tipo I: Roca compacta o suelo cementado, con velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales $v_s > 800$ m/s.
- Capa de terreno tipo II: Roca muy alterada o muy fracturada, suelos granulares densos o suelos cohesivos duros, con velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales $800 \text{ m/s} \geq v_s > 360$ m/s.
- Capa de terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme, con velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales $360 \text{ m/s} \geq v_s > 180$ m/s.
- Capa de terreno tipo IV: Suelo granular suelto o suelo cohesivo blando, con velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales $v_s \leq 180$ m/s.

La clasificación del tipo de la capa de terreno (I a IV) se efectúa mediante el valor de la velocidad v_s de propagación de las ondas transversales correspondiente a una deformación tangencial de 10^{-5} o menor. Preferentemente se debe efectuar directamente la determinación de v_s . Además, pueden emplearse en los suelos granulares los ensayos de penetración estáticos o dinámicos, en los suelos cohesivos la resistencia a compresión simple, y en las rocas y los suelos la velocidad de propagación de las ondas sísmicas longitudinales.

Las capas de terreno tipo I suelen poseer velocidad de las ondas elásticas longitudinales $v_p > 2000$ m/s.

Las capas de terreno tipo II suelen poseer velocidad de las ondas elásticas longitudinales $v_p > 1000$ m/s, los granulares, golpeo en los ensayos SPT $N_{1,60} > 40$ y resistencia por punta del penetrómetro estático $q_p > 15$ MPa, y los cohesivos resistencia a compresión simple $q_u > 500$ kPa.

Las capas de terreno tipo III suelen poseer, los granulares, golpeo en los ensayos SPT $40 \geq N_{1,60} > 15$ y resistencia por punta del penetrómetro estático $15 \text{ MPa} \geq q_p > 6$ MPa, y los cohesivos resistencia a compresión simple $500 \text{ kPa} \geq q_u > 150$ kPa.

Las capas de terreno tipo IV suelen poseer parámetros $N_{1,60}$, q_p , q_u menores que los indicados para los demás tipos.

En cada terreno real (de A a D), formado por N capas de terrenos de diferente tipo, se determina la velocidad media de las ondas elásticas transversales $v_{s,30}$ como establece el apartado 3.1.2(3).

(2) El emplazamiento deberá clasificarse conforme al valor de la velocidad media de la onda de corte, $v_{s,30}$.

(3) La velocidad media de la onda de corte $v_{s,30}$ deberá calcularse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.1)$$

donde h_i y v_i representan el espesor (en metros) y la velocidad de la onda de corte (a un nivel de deformación de 10^{-5} o menor) de la i -ésima formación o capa, de un total de N , existente en los 30 primeros metros bajo la superficie natural del terreno .

(4) En emplazamientos con condiciones del terreno que respondan a uno de los dos tipos especiales de terreno, S_1 o S_2 , se requiere llevar a cabo estudios específicos a fin de definir la acción sísmica. Para estos tipos, particularmente para el S_2 , se debe tener en cuenta la posibilidad de fallo del terreno bajo la acción sísmica.

NOTA Deberá prestarse especial atención si el depósito se encuentra en terreno del tipo S_1 . Dichos suelos tienen típicamente valores muy bajos de v_s , bajo amortiguamiento interno y un anormalmente extenso rango de comportamiento lineal; con lo que pueden dar lugar a una anómala amplificación sísmica en el emplazamiento y a efectos de interacción suelo-estructura (véase el capítulo 6 del Anejo 5). En este caso, deberá llevarse a cabo un estudio especial para definir la acción sísmica, a fin de establecer la dependencia del espectro de respuesta del espesor y del valor de la v_s de la capa blanda de arcilla/aluvial, así como del contraste de rigidez entre esta capa y los materiales subyacentes.

3.2 Acción sísmica

3.2.1 Regiones sísmicas

(1) Para los fines de esta Norma Sismorresistente, se establece una clasificación del territorio nacional mediante una cuadrícula de puntos, suficientemente densa, para la que se dan los valores de referencia de los parámetros de peligrosidad sísmica (véase Apéndice E)

(2) Para la mayoría de las aplicaciones de esta Norma Sismorresistente, la peligrosidad sísmica se define por medio de los siguientes parámetros:

- La aceleración horizontal máxima (o pico) de referencia del suelo en terreno tipo A, a_{gR} .
- El coeficiente de contribución K , que tiene en cuenta la distinta contribución de la sismicidad de la península, de las áreas marinas adyacentes y de la más lejana (la de la parte de la zona Azores-Gibraltar situada en Gorringe-Herradura).
- La magnitud M_w , que debe considerarse en algunos casos, como son la selección de acelerogramas registrados en terremotos reales o la duración que se asigne a los acelerogramas artificiales o el número de ciclos equivalentes que se considere en los cálculos de licuación de limos, arenas y gravas.

La aceleración (horizontal) pico de referencia en terreno tipo A, a_{gR} , en un punto P del territorio se toma igual a:

- a) el valor que se indica en Apéndice E, *Valores de aceleración horizontal pico de referencia en suelo tipo A y parámetro K*, cuando las coordenadas geodésicas del punto P coincidan con las de alguno de los puntos de la malla que se define en dicho apartado.

- b) $a_{gR} = \left(\frac{a_{gR1}}{d_1} + \frac{a_{gR2}}{d_2} \right) / \left(\frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} \right)$, cuando el punto P esté situado sobre los meridianos o paralelos que pasan por los puntos de la malla indicados en el Apéndice E, siendo a_{gR1} y a_{gR2} las aceleraciones de los dos puntos de la malla más próximos a P, y d_1 y d_2 , sus respectivas distancias al punto P.

- c) $a_{gR} = \left(\frac{a_{gR1}}{d_1} + \frac{a_{gR2}}{d_2} + \frac{a_{gR3}}{d_3} + \frac{a_{gR4}}{d_4} \right) / \left(\frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} + \frac{1}{d_3} + \frac{1}{d_4} \right)$ en cualquier otro caso; siendo a_{gR1} , a_{gR2} , a_{gR3} , a_{gR4} las aceleraciones de los cuatro puntos de la malla más próximos a P, y d_1 , d_2 , d_3 y d_4 sus respectivas distancias al punto P.

El coeficiente de contribución K en cada punto P del territorio se debe tomar igual a:

- a) el valor que se indica en el Apéndice E, cuando las coordenadas geodésicas del punto P coincidan con las de alguno de los puntos de la malla que se define en dicho apartado;

- b) $K = \left(\frac{K_1}{d_1} + \frac{K_2}{d_2} \right) / \left(\frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} \right)$, cuando el punto P esté situado sobre los meridianos o paralelos que pasan por los puntos de la malla indicados en el Apéndice E; siendo K_1 y K_2 los valores de este coeficiente en los dos puntos de la malla más próximos a P, y d_1 y d_2 , sus respectivas distancias al punto P.

- c) $K = \left(\frac{K_1}{d_1} + \frac{K_2}{d_2} + \frac{K_3}{d_3} + \frac{K_4}{d_4} \right) / \left(\frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} + \frac{1}{d_3} + \frac{1}{d_4} \right)$ en cualquier otro caso; siendo K_1 , K_2 , K_3 , K_4 los valores de este coeficiente en los puntos de la malla más próximos a P, y d_1 , d_2 , d_3 y d_4 sus respectivas distancias al punto P.

El valor de la magnitud M_w del terremoto a considerar para la definición de acelerogramas artificiales -punto 3.2.3.1.2(2) de este Anejo - y para cálculos de licuación - tabla B.1 del Apéndice B del Anejo 5 - es de $M_w = 6$ cuando K sea menor o igual que 1,1 y $M_w = 8$ cuando K sea mayor que 1,1.

En los anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente se dan los parámetros complementarios, necesarios para los tipos de estructuras específicos.

- (3) La aceleración máxima de referencia del suelo corresponde al periodo de retorno de referencia, T_{NCR} , de la acción sísmica para el requisito de no colapso o de forma equivalente, a la probabilidad de referencia, P_{NCR} , de que esa aceleración se supere en 50 años, (véase el punto (1) del apartado 2.1). A este periodo de retorno se le asigna un factor de importancia γ_i igual a 1,0. Para periodos de retorno distintos al de referencia (véanse las clases de importancia en los puntos (3) y (4) del apartado 2.1), el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A, a_g , es igual a γ_i veces la aceleración horizontal máxima de referencia en terreno tipo A, ($a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$). (Véase la nota del punto (4) del apartado 2.1).

(4) En casos de baja sismicidad pueden utilizarse, para ciertos tipos o categorías de estructuras, métodos de cálculo sismorresistente reducidos o simplificados. Se consideran como casos de baja sismicidad aquellos en los que el producto $a_g \cdot S$ no sea mayor de 0,1 g (0,98 m/s²).

(5) En casos de muy baja sismicidad, no es necesario observar las disposiciones de esta Norma Sismorresistente. Se consideran casos de muy baja sismicidad aquellos en los que el valor de la aceleración máxima de referencia del suelo en un terreno tipo A, a_{gR} , sea menor que 0,04 g (0,39 m/s²).

3.2.2 Representación básica de la acción sísmica

3.2.2.1 Generalidades

(1) Dentro del campo de aplicación de esta Norma Sismorresistente, el movimiento sísmico de un punto dado de la superficie se representa por un espectro de respuesta elástica de la aceleración del suelo, llamado en lo sucesivo "espectro de respuesta elástica".

(2) La forma del espectro de respuesta elástica se toma como la misma para los dos niveles de acción sísmica introducidos en el punto (1) del apartado 2.1 y en el punto (1) del apartado 2.2.1 para el requisito de no colapso (estado límite último – acción sísmica de cálculo) y para el requisito de limitación de daños.

(3) La acción sísmica horizontal se describe mediante dos componentes ortogonales, consideradas como independientes y representadas por el mismo espectro de respuesta.

(4) Se adopta una forma única del espectro de respuesta elástica para las tres componentes de la acción sísmica (véase Figura 3.1 en el punto (1) del apartado 3.2.2.2). Los parámetros que definen esta forma espectral se recogen en la Tabla 3.2 (en el punto (2) del apartado 3.2.2.2) para las componentes horizontales y en la Tabla 3.3 (en el punto (1) del apartado 3.2.2.3) para la componente vertical.

(5) Considerando las fuentes generadoras de terremotos en el territorio nacional, no se contempla la posibilidad de utilizar más de una forma espectral para la representación de la acción sísmica

NOTA El coeficiente de contribución K, que trata de tener en cuenta la contribución de fuentes sísmicas distintas en un emplazamiento y en particular la contribución de la sismicidad más lejana (véase el punto (2) del apartado 3.2.1), genera una variación adecuada de la forma espectral en las zonas más afectadas por esta sismicidad.

(6) Para estructuras importantes ($\gamma_I > 1,0$) deberán tenerse en cuenta los efectos de amplificación topográfica.

NOTA El Apéndice A del Anejo 5 proporciona información sobre los efectos de la amplificación topográfica.

(7) Pueden utilizarse representaciones en el dominio del tiempo del movimiento sísmico (véase 3.2.3).

(8) Para tipos específicos de estructuras, puede exigirse tener en cuenta la tolerancia de la variación espacial y temporal del movimiento del suelo (véanse los Anejos 2, 4 y 6).

3.2.2.2 Espectro de respuesta elástica horizontal

(1) Para las componentes horizontales de la acción sísmica, el espectro de respuesta elástica $S_e(T)$ se define por las siguientes ecuaciones (véase la figura 3.1):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

Donde

$S_e(T)$ es el espectro de respuesta elástica;

T es el periodo de vibración de un sistema lineal con un grado de libertad;

a_g es el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$);

T_B es el límite inferior del periodo del tramo de aceleración espectral constante;

T_C es el límite superior del periodo del tramo de aceleración espectral constante;

T_D es el valor que define el comienzo del tramo de respuesta de desplazamiento constante del espectro;

S es el coeficiente de suelo;

η es el coeficiente de corrección del amortiguamiento con valor de referencia $\eta = 1$, para un amortiguamiento viscoso del 5%, véase el punto **(3)** de este apartado.

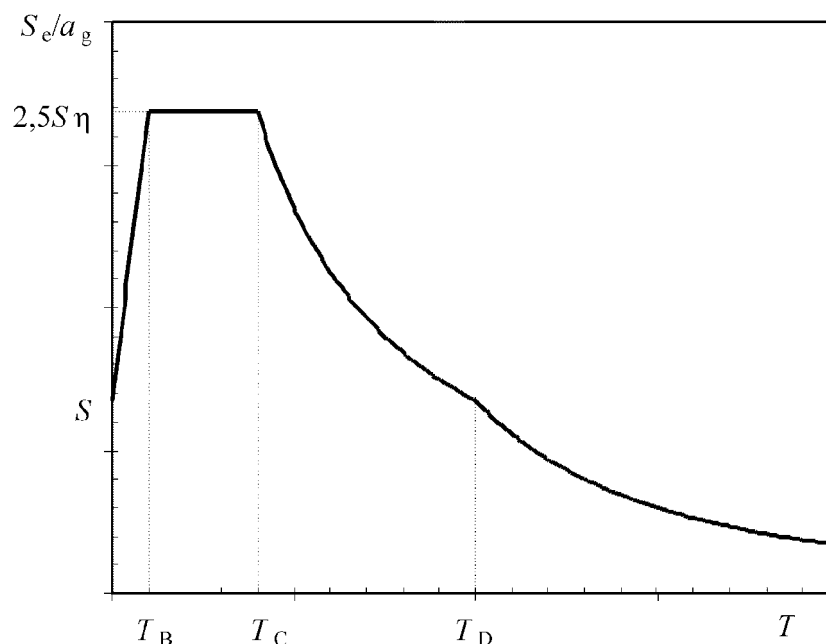


Figura 3.1 – Forma del espectro de respuesta elástica

(2) Los valores de los periodos T_B , T_C y T_D y el coeficiente de suelo S que describen la forma del espectro de respuesta elástica dependen del tipo de terreno.

En la Tabla 3.2 se dan los valores de los parámetros S , T_B , T_C y T_D correspondientes a los tipos de terreno A, B, C y D.

Tabla 3.2 - Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica horizontal

Suelo tipo	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1	$\frac{T_c}{5}$	$\frac{K}{4}$	2,0
B	$a_g \leq 0,1 g:$ $S = C$	$\frac{T_c}{5}$	$\frac{KC}{4}$	2,0
C	$0,1 g < a_g \leq 0,4 g:$ $S = C + 3,33 \left(\frac{a_g}{g} - 0,1 \right) (1,0 - C)$			
	$a_g > 0,4 g:$ $S = 1$			
D	$a_g \leq 0,1 g:$ $S = 2$	$\frac{T_c}{5}$	$\frac{K}{2}$	2,0
	$0,1 g < a_g \leq 0,4 g:$ $S = 2,33 - 3,33 \frac{a_g}{g}$			
	$a_g > 0,4 g:$ $S = 1$			

donde $C = (800/v_{s,30})^{0,465}$ (con $v_{s,30}$ en m/s) y K se establece en el apartado 3.2.1(2).

NOTA Los valores de S , T_B , T_C , y T_D se deberán obtener mediante estudios específicos para los tipos de terreno S_1 y

S_2 .

(3) El valor del coeficiente de corrección del amortiguamiento, η , puede determinarse por la ecuación

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.6)$$

donde ξ es el valor del cociente de amortiguamiento viscoso de la estructura, expresado como porcentaje.

(4) Si para casos especiales tiene que usarse un cociente de amortiguamiento viscoso diferente del 5%, este valor se indica en el anejo correspondiente de esta Norma Sismorresistente.

(5) El espectro de respuesta elástica de desplazamientos, $S_{De}(T)$, debe obtenerse mediante la transformación directa del espectro de respuesta elástica de aceleraciones, $S_e(T)$, utilizando la siguiente ecuación:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.7)$$

(6) La ecuación (3.7) deberá aplicarse, normalmente a periodos de vibración que no superen 4,0 s. Para estructuras con periodos de vibración mayores de 4,0 s se debe utilizar una definición más completa del espectro de respuesta elástica en términos de desplazamiento.

NOTA Una definición más completa del espectro de respuesta elástica en términos de desplazamientos, se presenta en el Apéndice A, (especialmente adecuada para el caso en que los terremotos que más contribuyen a la peligrosidad sísmica, definida en el emplazamiento mediante una evaluación probabilística, tengan una magnitud $M_w \geq 5.5$). Para periodos mayores de 4,0 s el espectro de respuesta elástica de aceleraciones puede deducirse a partir del espectro de respuesta elástica de desplazamientos invirtiendo la ecuación (3.7).

3.2.2.3 Espectro de respuesta elástica vertical

(1) La componente vertical de la acción sísmica debe representarse por un espectro de respuesta elástica, $S_{ve}(T)$, que se deduce utilizando las ecuaciones (3.8) a (3.11).

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.11)$$

En la tabla 3.4 se dan los valores de los parámetros que describen los espectros verticales para tipos de terreno A, B, C, y D. Estos valores no se aplican a los terrenos especiales S_1 y S_2 .

Tabla 3.3 -Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica vertical

a_{vg} / a_g	T_{vB} / T_B	T_{vC} / T_C	T_{vD} / T_D
0,7	1,0	0,75	1,0

NOTA T_{vB} , T_{vC} y T_{vD} , son los valores de T_B , T_C y T_D , respectivamente, a emplear en las ecuaciones (3.8) a (3.11) que definen la forma del espectro de respuesta elástica vertical. En la tabla 3.4 los valores se proporcionan en relación a los valores de los T_B , T_C y T_D del espectro de respuesta elástica horizontal.

3.2.2.4 Valor de cálculo del desplazamiento del suelo

(1) A menos que estudios específicos basados en la información disponible indiquen otra cosa, el valor de cálculo del desplazamiento del suelo, d_g , correspondiente al valor de cálculo de la aceleración del suelo, puede estimarse por medio de la siguiente ecuación:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.12)$$

con a_g , S , T_C y T_D tal como se definen en el apartado 3.2.2.2.

3.2.2.5 Espectro de cálculo para análisis elástico

(1) La capacidad de los sistemas estructurales para resistir acciones sísmicas en el rango no lineal permite, generalmente, su cálculo para resistir fuerzas sísmicas menores de las que corresponden a una respuesta elástica lineal.

(2) Para evitar en el proyecto un análisis estructural explícitamente inelástico se tiene en cuenta la capacidad de la estructura para disipar energía, principalmente a través del comportamiento dúctil de sus elementos y/o de otros mecanismos, mediante la realización de un análisis elástico basado en un espectro de respuesta reducido respecto al de respuesta elástica, llamado en lo sucesivo "espectro de cálculo". Esta reducción se consigue mediante la introducción del coeficiente de comportamiento q .

(3) El coeficiente de comportamiento q es una aproximación al cociente entre las fuerzas sísmicas que la estructura experimentaría si su respuesta fuese completamente elástica con un amortiguamiento viscoso del 5%, y las fuerzas sísmicas que con un modelo de análisis elástico convencional pueden considerarse en el cálculo, asegurando todavía una respuesta satisfactoria de la estructura. En los distintos anejos de esta Norma Sismorresistente se indican los valores del coeficiente de comportamiento q para los diversos materiales y sistemas estructurales de acuerdo con las correspondientes clases de ductilidad, considerando también la influencia de un amortiguamiento viscoso diferente del 5%. El valor del coeficiente de comportamiento q puede ser distinto en las diferentes direcciones horizontales de la estructura, aunque la clasificación de ductilidad debe ser la misma en todas las direcciones.

(4) Para las componentes horizontales de la acción sísmica el espectro de cálculo, $S_d(T)$, debe definirse mediante las siguientes ecuaciones:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

Donde

a_g, S, T_C, T_D se definen en el apartado **3.2.2.2**;

$S_d(T)$ es el espectro de cálculo;

q es el coeficiente de comportamiento;

β es el coeficiente correspondiente al umbral inferior del espectro de cálculo horizontal. β es 0,2 para edificios y 0,1 para puentes.

(5) Para la componente vertical de la acción sísmica, el espectro de cálculo viene dado por las ecuaciones (3.13) a (3.16), con el valor de cálculo de la aceleración del suelo, a_{vg} , reemplazando a a_g , tomando S igual a 1,0 y los demás parámetros tal como se definen en el apartado **3.2.2.3**.

(6) Para la componente vertical de la acción sísmica se deberá adoptar, genéricamente para todos los materiales y sistemas estructurales, un coeficiente de comportamiento, q , no mayor de 1,5.

(7) Deberá justificarse mediante un análisis apropiado la adopción en la dirección vertical de valores de q mayores de 1,5, excepto en estructuras de baja ductilidad (DCL), donde no está permitido.

(8) El espectro de cálculo definido anteriormente podría no ser suficiente para el cálculo de estructuras con aislamiento en la base o con sistemas de disipación de energía.

3.2.3 Representaciones alternativas de la acción sísmica

3.2.3.1 Representación en el dominio del tiempo

3.2.3.1.1 Generalidades

(1) El movimiento sísmico puede representarse también como la aceleración del suelo en función del tiempo, y mediante magnitudes relacionadas (velocidad y desplazamiento).

(2) Cuando se requiera un modelo espacial de la estructura, el movimiento sísmico debe constar de tres acelerogramas actuando simultáneamente. El mismo acelerograma no se puede utilizar simultá-

neamente en las dos direcciones horizontales. Es posible simplificar de acuerdo con lo dispuesto en los anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente.

(3) Dependiendo de la naturaleza de la aplicación y de la información realmente disponible, la descripción del movimiento sísmico puede realizarse mediante la utilización de acelerogramas artificiales (véase **3.2.3.1.2**) y de acelerogramas registrados o simulados (véase **3.2.3.1.3**).

3.2.3.1.2 Acelerogramas artificiales

(1) Los acelerogramas artificiales deben generarse de forma que su espectro coincida con los espectros de respuesta elástica indicados en los apartados **3.2.2.2** y **3.2.2.3** para el 5% de amortiguamiento viscoso ($\xi = 5\%$).

(2) La duración de los acelerogramas debe ser coherente con la magnitud y las demás características relevantes del sismo que contribuyen a la determinación de a_g .

(3) Cuando no se disponga de datos específicos, la duración mínima T_s de la parte estacionaria de los acelerogramas deberá ser igual a 10 s.

(4) El juego de acelerogramas artificiales deberá observar las siguientes reglas:

- a) deberán utilizarse un mínimo de 3 acelerogramas;
- b) la media de los valores de la respuesta espectral de la aceleración para el periodo cero (calculada a partir de los acelerogramas individuales) no deberá ser menor del valor de $a_g \cdot S$ para el emplazamiento en cuestión;
- c) en el rango de periodos entre $0,2 T_1$ y $2 T_1$, donde T_1 es el periodo fundamental de la estructura en la dirección en que se aplicará el acelerograma, ningún valor del espectro medio para el 5% de amortiguamiento, calculado a partir de todos los acelerogramas o historias en el dominio del tiempo, deberá ser menor del 90% del valor correspondiente del espectro elástico de respuesta para el 5% de amortiguamiento.

3.2.3.1.3 Acelerogramas registrados o simulados

(1) Se pueden usar acelerogramas registrados o acelerogramas generados mediante una simulación física de los mecanismos de la fuente y de la trayectoria, siempre que las muestras utilizadas se reconozcan como representativas de las características sismogénicas de las fuentes y de las condiciones del suelo del emplazamiento, y que sus valores se escalen al valor $a_g \cdot S$ correspondiente a la zona que se considera.

(2) Para los análisis de amplificación del movimiento del suelo y para las comprobaciones de la estabilidad dinámica de los taludes, véase el apartado **2.2** del Anejo 5.

(3) El juego de acelerogramas a utilizar, registrados o simulados, deberá satisfacer el punto **(4)** del apartado **3.2.3.1.2**.

3.2.3.2 Modelo espacial de la acción sísmica

(1) Para estructuras con características especiales en las que no se puede formular razonablemente la hipótesis de que sufran la misma excitación en todos sus puntos de apoyo, deben utilizarse modelos espaciales de la acción sísmica (véase el punto **(8)** del apartado **3.2.2.1**).

(2) Dichos modelos espaciales deben ser coherentes con los espectros de respuesta elástica utilizados en la definición básica de la acción sísmica, de acuerdo con los apartados **3.2.2.2** y **3.2.2.3**.

3.2.4 Combinaciones de la acción sísmica con otras acciones

(1) El valor de cálculo E_d de los efectos de las acciones para la situación sísmica de cálculo debe determinarse conforme al apartado **6.4.3.4** del Anejo 18 del Código Estructural.

NOTA Para el caso de puentes, se tendrá en cuenta lo dispuesto en el apartado 5.5 del Anejo 2

(2) Los efectos de inercia de la acción sísmica de cálculo deben evaluarse teniendo en cuenta la existencia de las masas asociadas a todas las cargas gravitatorias que aparecen en la siguiente combinación de acciones:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.17)$$

Donde

$\psi_{E,i}$ es el coeficiente de combinación para la acción variable i (para edificación, véase **4.2.4**).

(3) Los coeficientes de combinación $\psi_{E,i}$ tienen en cuenta la probabilidad de que las cargas $Q_{k,i}$ no actúen sobre la totalidad de la estructura durante el terremoto. Estos coeficientes pueden tener también en cuenta una participación reducida de las masas en el movimiento de la estructura, debida a una unión no rígida entre ellas.

(4) Los valores $\psi_{2,i}$ se indican en la reglamentación específica vigente y los valores $\psi_{E,i}$ para edificios y otros tipos de estructuras se indican en los anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente.

4 Proyecto de edificios

4.1 Generalidades

4.1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) El capítulo **4** contiene las reglas generales para el proyecto sismorresistente de los edificios, y debe aplicarse conjuntamente con los capítulos **2**, **3** y **5** a **9**.

(2) Los capítulos **5** a **9** se refieren a las reglas específicas para los diversos materiales y elementos utilizados en los edificios.

(3) En el capítulo **10** se dan las ideas básicas para los edificios con aislamiento en la base.

4.2 Características de los edificios sismorresistentes

4.2.1 Principios básicos de la concepción del proyecto

(1) En regiones sísmicas, las características de la peligrosidad sísmica deben tenerse en cuenta en las etapas iniciales de la concepción del proyecto de un edificio, de manera que posibilite alcanzar un sistema estructural que, dentro de costos aceptables, satisfaga los requisitos fundamentales establecidos en el apartado **2.1**.

(2) Los principios que rigen la concepción del proyecto son:

- simplicidad estructural;
- uniformidad, simetría y redundancia;
- resistencia y rigidez bidireccional;
- resistencia y rigidez a torsión;
- acción de diafragma a nivel de cada planta;
- cimentación adecuada.

Estos principios se detallan en los siguientes apartados.

4.2.1.1 Simplicidad estructural

(1) La simplicidad estructural, caracterizada por la existencia de trayectorias claras y directas para la transmisión de las fuerzas sísmicas, es un objetivo importante a perseguir dado que el modelado, análisis, dimensionamiento, detalle constructivo y construcción de las estructuras sencillas están sometidos a muchas menos incertidumbres y, consecuentemente, la predicción de su comportamiento sísmico es mucho más fiable.

4.2.1.2 Uniformidad, simetría y redundancia

(1) La uniformidad en planta está caracterizada por una distribución regular de los elementos estructurales y no estructurales que permite una transmisión corta y directa de las fuerzas de inercia creadas en las masas distribuidas del edificio. Si fuese necesario, la uniformidad puede lograrse subdividiendo el edificio completo en unidades dinámicamente independientes mediante juntas sísmicas, siempre que estas juntas se dimensionen para evitar el choque entre las unidades individuales, conforme al apartado **4.4.2.7**.

(2) La uniformidad en la distribución de la estructura y de las masas a lo largo de la altura del edificio es también importante, dado que tiende a eliminar la existencia de zonas sensibles en las que la concentración de tensiones o de grandes demandas de ductilidad pueda causar prematuramente el colapso.

(3) Una estrecha relación entre la distribución de masas y la distribución de resistencia y rigidez elimina las grandes excentricidades entre masa y rigidez.

(4) Si la configuración del edificio es simétrica o casi simétrica, para lograr uniformidad es adecuada una disposición simétrica de los elementos estructurales, que deberán estar bien distribuidos en planta.

(5) El uso de elementos estructurales distribuidos regularmente incrementa la redundancia y permite una redistribución más favorable de los efectos de las acciones y una disipación de energía repartida por toda la estructura.

4.2.1.3 Resistencia y rigidez bidireccional

(1) El movimiento sísmico horizontal es un fenómeno bidireccional y, consecuentemente, la estructura del edificio debe ser capaz de resistir las acciones horizontales en cualquier dirección.

(2) Para satisfacer el punto (1), los elementos estructurales deberán disponerse siguiendo un patrón estructural ortogonal en planta, asegurando similares características de resistencia y rigidez en las dos direcciones principales.

(3) La elección de las características de rigidez de la estructura, al tiempo que tienden a minimizar los efectos de la acción sísmica (teniendo en cuenta sus características específicas para el emplazamiento), deberán limitar también el desarrollo de desplazamientos excesivos que pudieran conducir bien a inestabilidades debidas a efectos de segundo orden, o bien a grandes daños.

4.2.1.4 Resistencia y rigidez de torsión

(1) Además de resistencia y rigidez lateral, las estructuras de los edificios deberán poseer una adecuada resistencia y rigidez de torsión, a fin de limitar el desarrollo de movimientos de torsión que tiendan a tensionar de manera no uniforme los diferentes elementos estructurales. A este respecto, las disposiciones en las que los principales elementos resistentes a la acción sísmica se distribuyen cerca de la periferia del edificio presentan claras ventajas.

4.2.1.5 Acción de diafragma a nivel de cada planta

(1) En los edificios, los forjados (incluyendo la cubierta) juegan un papel muy importante en el comportamiento sísmico global de la estructura. Dichos forjados actúan como diafragmas horizontales que recogen y transmiten las fuerzas de inercia a los sistemas estructurales verticales, y aseguran que dichos sistemas actúen conjuntamente para resistir la acción sísmica horizontal. La acción de los forjados como diafragmas es especialmente relevante en los casos de disposiciones complejas y no uniformes de los sistemas estructurales verticales, o allí donde sistemas con diferentes características de deformación horizontal trabajan conjuntamente (por ejemplo, en sistemas duales o mixtos).

(2) Los sistemas de forjados y la cubierta deberán dotarse de rigidez y resistencia en su plano, así como de una unión eficaz a los sistemas estructurales verticales. Deberá tenerse un cuidado especial en los casos de configuraciones en planta no compactas o muy alargadas, así como en los casos de forjados con grandes aberturas, especialmente si estas últimas se localizan en la proximidad de los principales elementos estructurales verticales, frustrando con ello la conexión eficaz entre la estructura vertical y la horizontal.

(3) Los diafragmas deberán tener suficiente rigidez en su plano para la distribución de las fuerzas de inercia horizontales a los sistemas estructurales verticales de acuerdo con las hipótesis del cálculo (por ejemplo, la rigidez del diafragma, véase el punto (4) del apartado 4.3.1), particularmente cuando hay cambios significativos de rigidez o desviaciones entre los elementos verticales por encima y por debajo del diafragma.

4.2.1.6 Cimentación adecuada

(1) En relación con la acción sísmica, el proyecto y la construcción de las cimentaciones, así como de sus conexiones con la superestructura, deben asegurar una excitación sísmica uniforme a todo el edificio.

(2) Para estructuras constituidas de un número discreto de muros (muros pantalla) estructurales con espesores y rigideces diferentes, deberá elegirse generalmente una cimentación rígida, tipo cajón o alveolar, conteniendo una losa de cimentación y una losa superior.

(3) Para edificios con elementos de cimentación aislados (zapatas o pilotes), se recomienda el uso de una losa de cimentación o vigas de atado entre dichos elementos en las dos direcciones principales, respetando los criterios y reglas del apartado 5.4.1.2 del Anejo 5.

4.2.2 Elementos sísmicos primarios y secundarios

(1) Se pueden designar como elementos sísmicos "secundarios" cierto número de elementos estructurales (por ejemplo vigas y/o pilares) que no forman parte del sistema resistente del edificio a la acción sísmica. Deben despreciarse la resistencia y la rigidez de estos elementos frente a las acciones sísmicas. Dichos elementos no necesitan satisfacer los requisitos de los capítulos 5 a 9. No obstante, tanto estos elementos como sus conexiones deben proyectarse y detallarse constructivamente para continuar soportando las cargas gravitatorias cuando estén sometidos a los desplazamientos causados por las condiciones sísmicas de cálculo más desfavorables. En el proyecto de estos elementos, deberá prestarse atención a los efectos de segundo orden (efectos $P-\Delta$).

(2) Los capítulos 5 a 9 proporcionan reglas complementarias a las recogidas en el Código Estructural (para estructuras de hormigón, acero y mixtas) y a las recogidas en el Código Técnico de la Edificación (para estructuras de edificación de madera estructuras de fábrica y cimentaciones), para el proyecto y detalle constructivo de los elementos sísmicos secundarios.

(3) Se consideran como elementos sísmicos primarios todos los elementos estructurales no designados como elementos sísmicos secundarios. Se toman como parte del sistema resistente a fuerzas laterales y se deberán modelar en el cálculo estructural conforme al apartado 4.3.1, y proyectar y detallar constructivamente respecto a la resistencia sísmica de acuerdo con las reglas indicadas en los capítulos 5 a 9.

Los cerramientos y particiones de los edificios se clasificarán y designarán como elementos estructurales, o bien como elementos no estructurales, de acuerdo con los siguientes principios:

- Los cerramientos y particiones de los edificios se considerarán elementos no estructurales cuando se hallen explícitamente separados de la estructura, en cuyo caso se describirán las soluciones empleadas para mantener su estabilidad y funcionalidad.
- Independientemente de sus condiciones de vinculación con la estructura, se designarán también como elementos no estructurales aquellos cerramientos y particiones en los que, debido a su escasa rigidez o resistencia, pueda despreciarse su participación en el sistema resistente del edificio a la acción sísmica.
- Los cerramientos y particiones de los edificios que no se hallen separados de la estructura y que, por razón de su rigidez y resistencia, puedan formar parte del sistema resistente del edificio a la acción sísmica se considerarán como elementos estructurales (elementos sísmicos primarios). En tal caso, se deben incluir en el modelo de cálculo mediante, por ejemplo, la introducción en el mismo de bielas de rigidez equivalente y se deben comprobar frente a las sollicitaciones resultantes del mismo. Cuando los cerramientos y particiones de los edificios deban considerarse elementos estructurales en base a lo anteriormente dispuesto, no se puede adoptar un coeficiente de comportamiento, q , superior a 2;

Se prohíbe la modificación de los elementos estructurales a lo largo de la vida del edificio, incluyendo los cerramientos y particiones si se clasifican como tales, salvo como resultado de un proyecto justificado por un técnico competente.

Se prohíbe cualquier cambio respecto al proyecto original, incluso aquellos que supongan un incremento de la resistencia o rigidez de los elementos modificados, salvo como resultado de un proyecto justificado por un técnico competente.

(4) La contribución total a la rigidez lateral de todos los elementos sísmicos secundarios no deberá superar el 15% de la de todos los elementos sísmicos primarios.

(5) No se permite designar elementos estructurales como elementos sísmicos secundarios a fin de cambiar la clasificación de la estructura desde "no regular" a "regular", tal como se describe en el apartado **4.2.3**.

4.2.3 Criterios para la regularidad estructural

4.2.3.1 Generalidades

(1) A efectos del proyecto sísmico, las estructuras de los edificios se clasifican como regulares o no regulares.

NOTA En estructuras de edificios que consten de más de una unidad dinámicamente independiente, la categorización y los criterios apropiados del apartado **4.2.3** se refieren a cada unidad dinámicamente independiente. En tales estructuras, cada "unidad singular dinámicamente independiente" tiene el significado de "edificio" para la aplicación del apartado **4.2.3**.

(2) Esta diferenciación tiene implicaciones en los siguientes aspectos del cálculo sísmico:

- el modelo estructural, que puede ser bien un modelo plano simplificado, o bien un modelo espacial;
- el método de análisis, que puede ser bien un análisis simplificado mediante espectro de respuesta (método de la fuerza lateral), o bien un análisis modal;
- el valor del coeficiente de comportamiento, q , que debe reducirse para edificios no regulares en alzado (véase **4.2.3.3**).

(3) En relación con las implicaciones de la regularidad estructural en el análisis y el cálculo, las características de regularidad del edificio en planta y en alzado se consideran por separado (tabla 4.1).

Tabla 4.1 - Consecuencias de la regularidad estructural en el análisis y cálculo sismorresistente

Regularidad		Simplificación permitida		Coeficiente de comportamiento
Planta	Alzado	Modelo	Análisis elástico lineal	(Para análisis lineal)
Si	Si	Plano	Fuerza lateral ^a	Valor de referencia
Si	No	Plano	Modal	Valor reducido
No	Si	Espacial ^b	Fuerza lateral ^a	Valor de referencia
No	No	Espacial	Modal	Valor reducido
a Si se cumple también la condición del punto (2) a) del apartado 4.3.3.2.1 .				
b Bajo las condiciones específicas indicadas en el punto (8) del apartado 4.3.3.1 puede utilizarse un modelo plano diferente en cada dirección horizontal, conforme al punto (8) del apartado 4.3.3.1 .				

(4) En los apartados **4.2.3.2** y **4.2.3.3** se dan los criterios que describen la regularidad en planta y en alzado. Las reglas que se refieren al modelado y al análisis se especifican en el apartado **4.3**.

(5) Los criterios de regularidad indicados en los apartados **4.2.3.2** y **4.2.3.3** deberán considerarse como condiciones necesarias. Debe comprobarse que la regularidad supuesta para la estructura del edificio no se ve alterada por otras características no incluidas en estos criterios.

(6) En los capítulos **5** a **9** se dan los valores de referencia de los coeficientes de comportamiento.

(7) Para edificios no regulares en alzado, los valores reducidos del coeficiente de comportamiento se obtienen multiplicando por 0,8 los valores de referencia.

4.2.3.2 Criterios de regularidad en planta

(1) Para que un edificio sea catalogado como regular en planta, debe satisfacer todas las condiciones relacionadas en los puntos siguientes.

(2) En relación con la rigidez lateral y con la distribución de las masas, la estructura del edificio debe ser aproximadamente simétrica en planta respecto a dos ejes ortogonales.

(3) La configuración en planta debe ser compacta, es decir, cada forjado debe estar delimitado por una línea poligonal convexa. Si existen retranqueos en planta (chaflanes en esquinas o alineaciones desplazadas hacia atrás), la regularidad en planta puede considerarse todavía satisfecha con la condición de que dichos retranqueos no afecten a la rigidez en planta del forjado y que, para cada retranqueo, el área entre el perímetro de la planta y una línea poligonal convexa envolviendo la planta no supere el 5% del área de dicha planta.

(4) La rigidez de los forjados en planta debe ser suficientemente grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales, con lo que la deformación del forjado debe tener un efecto pequeño sobre la distribución de fuerzas entre los elementos estructurales verticales. A este respecto, las configuraciones de planta en L, C, H, I y X deberán ser cuidadosamente examinadas de forma notable en lo que concierne a la rigidez de las ramas laterales, que deberá ser comparable a la de la parte central a fin de satisfacer la condición de diafragma rígido. Se deberá considerar la aplicación de este punto para la evaluación del comportamiento global del edificio.

(5) La esbeltez $\lambda = L_{\text{máx.}}/L_{\text{mín.}}$ del edificio en planta no debe ser mayor de 4, donde $L_{\text{máx.}}$ y $L_{\text{mín.}}$ son, respectivamente, la mayor y la menor dimensión en planta del edificio, medidas en direcciones ortogonales.

(6) Para cada nivel y para cada dirección, x e y , del análisis la excentricidad estructural e_0 y el radio de torsión r deben ser conformes con las dos condiciones siguientes, que para la dirección de análisis y se expresan como:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (4.1a)$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.2b)$$

Donde

e_{0x} es la distancia entre el centro de rigidez y el centro de gravedad, medida a lo largo de la dirección x , la cual es normal a la dirección de análisis considerada;

r_x es la raíz cuadrada del cociente entre la rigidez a torsión y la rigidez lateral en la dirección y ("radio de torsión"); y

l_s es el radio de giro de la masa del forjado en planta (raíz cuadrada del cociente entre: (a) el momento polar de inercia en planta de la masa del forjado con respecto al centro de gravedad de éste, y (b) la masa del forjado).

Las definiciones del centro de rigidez y del radio de torsión, r , se indican en los puntos (7) a (9) de este apartado.

(7) En edificios de una planta, el centro de rigidez se define como el centro de rigidez lateral de todos los elementos sísmicos primarios. El radio de torsión, r , se define como la raíz cuadrada del cociente entre la rigidez global a torsión respecto al centro de rigidez lateral, y la rigidez lateral global en una dirección, teniendo en cuenta todos los elementos sísmicos primarios en esta dirección.

(8) En edificios de varias plantas sólo es posible definir de modo aproximado el centro de rigidez y el radio de torsión. Para la clasificación de la regularidad estructural en planta y para el análisis aproximado de los efectos de torsión, es posible realizar una definición simplificada si se satisfacen las dos condiciones siguientes:

- a) todos los sistemas resistentes a carga lateral, tales como núcleos, muros estructurales o pórticos, discurren sin interrupción desde la cimentación a la parte superior del edificio.
- b) las deformaciones bajo cargas horizontales de cada uno de dichos sistemas resistentes no son muy diferentes. Esta condición puede considerarse satisfecha en el caso de sistemas de pórticos y de sistemas de muros (muros pantalla). En general, esta condición no se satisface en sistemas duales.

(9) En pórticos y en sistemas de muros (muros pantalla) esbeltos en los que prevalecen deformaciones a flexión, las posiciones de los centros de rigidez y de los radios de torsión pueden calcularse para todas las plantas como los asociados a los momentos de inercia de las secciones transversales de los elementos verticales. Si, además de las deformaciones a flexión, son también significativas las deformaciones a cortante, éstas pueden considerarse mediante un momento de inercia equivalente de la sección transversal.

4.2.3.3 Criterios de regularidad en alzado

(1) Para que un edificio sea catalogado como regular en alzado, debe satisfacer todas las condiciones relacionadas en los puntos siguientes.

(2) Todos los sistemas resistentes de cargas laterales, como núcleos, muros estructurales o pórticos, deben discurrir sin interrupción desde sus cimientos hasta la parte superior del edificio o, cuando existen retranqueos a diferentes alturas, hasta la parte superior de la zona que corresponda del edificio.

(3) Tanto la rigidez lateral como la masa de cada planta deben mantenerse constantes o reducirse gradualmente, sin cambios bruscos, desde la base hasta la parte superior de cada edificio.

(4) En edificios de pórticos, el cociente entre la resistencia real de cada planta y la resistencia exigida por el análisis no deberá variar desproporcionadamente entre las plantas contiguas. En este contexto, los aspectos especiales de los pórticos que enmarcan rellenos de fábrica se tratan en el apartado **4.3.6.3.2**.

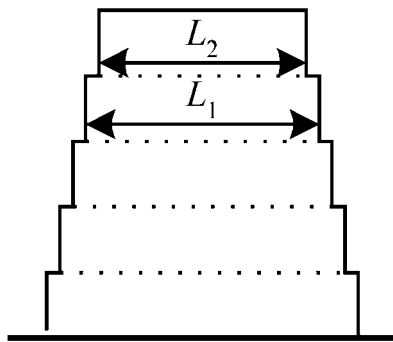
(5) Cuando existan retranqueos, se aplican las condiciones adicionales siguientes:

- a) en el caso de retranqueos sucesivos que mantengan la simetría axial, el retranqueo de cualquier planta no debe ser mayor del 20% de la dimensión de la planta inferior en la dirección del retranqueo (véanse las figuras 4.1.a y 4.1.b).
- b) en el caso de un único retranqueo dentro del 15% inferior de la altura total del sistema estructural principal, dicho retranqueo no debe ser mayor del 50% de la dimensión de la

planta inferior (véase la figura 4.1.c). En este caso, la estructura de la parte inferior que abarca la proyección vertical del perímetro de las plantas superiores deberá dimensionarse para resistir al menos el 75% del esfuerzo cortante horizontal que se desarrollaría en esa zona en un edificio similar, pero sin el alargamiento de la base.

- c) si los retranqueos no mantienen la simetría, para cada cara, la suma de los retranqueos de todas las plantas no debe ser mayor del 30% de la dimensión en planta de la primera planta existente sobre la cimentación o sobre la parte superior de un sótano rígido, y cada uno de los retranqueos no debe ser mayor del 10% de la dimensión de la planta inferior (véase la figura 4.1.d).

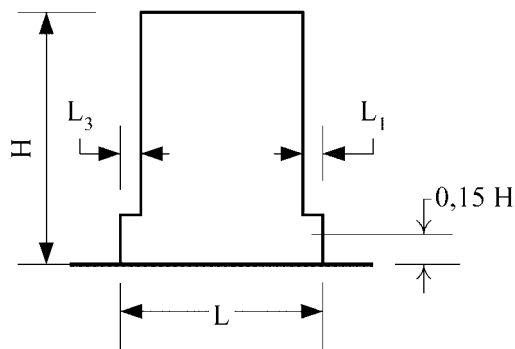
(a)



$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$

Criterio para (a):

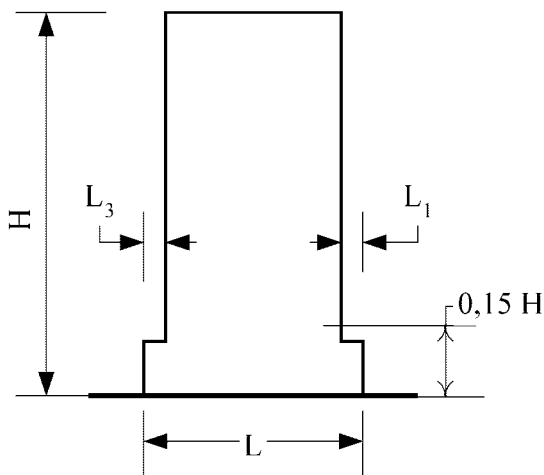
(b) (el retranqueo se produce por encima de 0,15 H)



$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$$

Criterio para (b):

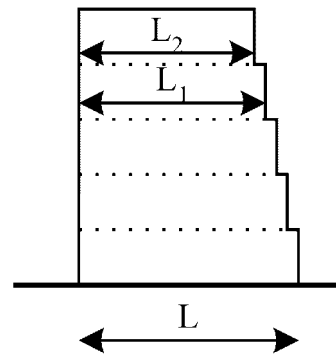
(c) (el retranqueo se produce por debajo de 0,15 H)



$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$$

Criterio para (c):

d)



$$\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

Criterio para (d):

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

Figura 4.1 - Criterios para la regularidad de edificios con retranqueos

4.2.4 Coeficientes de combinación para las acciones variables

(1) Los coeficientes de combinación $\psi_{2,i}$ (para los valores cuasi-permanentes de la acción variable Q_i) para el proyecto de edificios (véase **3.2.4**) deben ser los indicados en el Código Técnico de la Edificación (apartado 4. Verificaciones basadas en coeficientes parciales del Documento Básico de Seguridad Estructural DB-SE).

(2) Los coeficientes de combinación $\psi_{E,i}$, indicados en el punto (2) del apartado **3.2.4** para el cálculo de los efectos de las acciones sísmicas, deben obtenerse a partir de la siguiente ecuación:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (4.2)$$

Los valores para φ se relacionan en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 - Valores de φ para calcular Ψ_{Ei}

Tipo de acción variable	Planta	φ
Categorías A-C*	Cubierta	1,0
	Plantas con ocupaciones relacionadas	0,8
	Plantas con ocupaciones independientes	0,5
Categorías D-F* y Archivos		1,0
* Categorías definidas en el Código Técnico de la Edificación DB-SE-AE		

4.2.5 Clases de importancia y factores de importancia

(1) Los edificios se clasifican en 4 clases de importancia dependiendo de las consecuencias de su colapso para la vida humana, de su importancia para la seguridad pública y la protección civil en el periodo inmediato tras el terremoto, y de las consecuencias sociales y económicas del colapso.

(2) Las clases de importancia se caracterizan mediante diferentes factores de importancia γ_i , descritos en el punto (3) del apartado **2.1**.

(3) El factor de importancia $\gamma_I = 1,0$ se asocia con un sismo que tiene el periodo de retorno de referencia indicado en el punto (3) del apartado **3.2.1**.

(4) En la tabla 4.3 se dan las definiciones de las clases de importancia.

Tabla 4.3 - Clases de importancia para los edificios

Clases de importancia	Edificios

I	Edificios de importancia mínima para la seguridad pública: Edificios en los cuales no hay una permanencia de personas de larga duración, y con una probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos. Se incluyen: • Edificios agrícolas o ganaderos.
II	Edificios cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos. Se incluyen aquí los edificios corrientes, no pertenecientes a las demás categorías, entre otros: • Edificios de vivienda unifamiliar • Edificios de viviendas • Edificios de uso comercial en los que no se prevea una ocupación mayor de 300 personas • Edificios destinados a espectáculos públicos en los que no se prevea una ocupación mayor de 300 personas • Edificios de oficinas en los que no se prevea una ocupación mayor de 300 personas • Edificios destinados a actividades industriales que no acojan a más de 300 personas y que no presenten riesgo de accidentes graves en los que intervengan sustancias peligrosas • Edificios destinados al aparcamiento de vehículos abiertos al público
III	Edificios cuya sismorresistencia es primordial considerando las consecuencias asociadas a su destrucción por el terremoto. Se incluyen: • Edificios destinados a espectáculos públicos en los que se prevea una ocupación superior a 300 personas • Edificios de uso comercial en los que se prevea una ocupación superior a 300 personas • Edificios destinados a actividades industriales que acojan a más de 300 personas y que no presenten riesgo de accidentes graves en los que intervengan sustancias peligrosas • Edificios catalogados como monumentos históricos o artísticos, o bien de interés cultural o similar, por los órganos competentes de las Administraciones Públicas.
IV	Edificios cuya integridad en caso de terremoto es vital por necesidades de protección civil, de defensa nacional, o cuya destrucción por el terremoto puede interrumpir servicios imprescindibles o dar lugar a efectos catastróficos. Se incluyen entre otros: • Establecimientos de uso docente en cualquiera de sus niveles (colegios, universidades etc.) • Hospitales, centros o instalaciones sanitarias • Edificios para centros de organización y coordinación de funciones para casos de desastre • Edificios dedicados a instalaciones básicas de comunicaciones, radio, televisión, centrales telefónicas y telegráficas. • Edificios para personal y equipos de ayuda, como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria y de ambulancias • Edificios para instalaciones de servicios esenciales para la población (agua, electricidad, combustibles, etc.) • Edificios e instalaciones de los medios de transporte en las estaciones de ferrocarril,

	aeropuertos y puertos • Edificios e instalaciones industriales con riesgo de accidentes graves en los que intervengan sustancias peligrosas

NOTA 1 Las clases de importancia I, II y III o IV corresponden aproximadamente a las clases de consecuencias CC1, CC2 y CC3, respectivamente, definidas en el Apéndice B del Anejo 18 del Código Estructural.

NOTA 2 Cuando, en lo que proceda, se aplique esta Norma Sismorresistente, a tipos estructurales no incluidos de forma explícita en su campo de aplicación, se seleccionará para estas estructuras un factor de importancia coherente con los principios y requisitos de fiabilidad previstos en la misma.

(5) El valor γ_I para las distintas clases de importancia es:

Clase de importancia I (importancia moderada): $\gamma_I = 0,8$

Clase de importancia II (importancia normal): $\gamma_I = 1$

Clase de importancia III (mayor importancia): $\gamma_I = 1,3$

Clase de importancia IV (importancia especial): $\gamma_I = 1,4$

(6) Para edificios que alberguen instalaciones o materiales peligrosos, el factor de importancia deberá establecerse de acuerdo con los criterios establecidos en el Anejo 4.

4.3 Análisis estructural

4.3.1 Modelado

(1) El modelo del edificio debe representar adecuadamente su distribución de rigideces y masas, de forma que todas las deformadas significativas y las fuerzas de inercia se tengan en cuenta adecuadamente para la acción sísmica considerada. En el caso de análisis no lineal, el modelo debe representar también adecuadamente la distribución de resistencias.

(2) El modelo deberá tener también en cuenta la contribución de las zonas de unión a la deformación del edificio, por ejemplo, los extremos de vigas y pilares en las estructuras tipo pórtico. Deberán tenerse también en cuenta los elementos no estructurales que pudieran influir en la respuesta de la estructura sísmica primaria.

(3) En general, puede considerarse que la estructura consiste en un determinado número de sistemas resistentes a cargas verticales y laterales, conectados mediante diafragmas horizontales.

(4) Cuando los diafragmas constituidos por los forjados del edificio puedan considerarse rígidos en sus planos, las masas y los momentos de inercia de cada planta pueden concentrarse en el centro de gravedad.

NOTA El diafragma puede considerarse rígido si, cuando se modela con su flexibilidad real en su plano, sus desplazamientos horizontales no superan en ningún punto a los resultantes de la hipótesis de diafragma rígido en más del 10% de los correspondientes desplazamientos horizontales absolutos para la situación sísmica de cálculo.

(5) Para edificios que satisfacen los criterios de regularidad de planta (véase **4.2.3.2**) o las condiciones establecidas en el punto **(8)** del apartado **4.3.3.1**, el análisis puede realizarse utilizando dos modelos planos, uno para cada dirección principal.

(6) En edificios de hormigón, en edificios mixtos de hormigón y acero, y en edificios de fábrica, las rigideces de los elementos resistentes deberán evaluarse, en general, teniendo en cuenta el efecto de la fisuración. Dicha rigidez deberá corresponder al inicio de la plastificación de la armadura.

(7) A menos que se desarrolle un método más preciso de análisis de los elementos fisurados, las propiedades de la rigidez elástica a flexión y a cortante de los elementos de hormigón y de fábrica pueden tomarse iguales a la mitad de la rigidez correspondiente a los elementos sin fisurar.

(8) Deberán tenerse en cuenta los muros de rellenos que contribuyan significativamente a la rigidez y resistencia lateral del edificio. Véase el apartado **4.3.6** para los rellenos de fábrica con estructura de pórtico de hormigón, acero o mixta.

(9) La deformabilidad de la cimentación debe tenerse en cuenta en el modelo, siempre que pueda tener una influencia global adversa sobre la respuesta estructural.

NOTA La deformabilidad de la cimentación (incluyendo la interacción suelo-estructura) puede tenerse siempre en cuenta, incluyendo el caso en que tenga efectos beneficiosos.

(10) Las masas deben calcularse a partir de las cargas gravitatorias que aparecen en la combinación de acciones indicada en el apartado **3.2.4**. Los coeficientes de combinación ψ_{Ei} se indican en el punto **(2)** del apartado **4.2.4**.

4.3.2 Efectos accidentales de torsión

(1) A fin de tener en cuenta las incertidumbres en la localización de las masas y en la variación espacial del movimiento sísmico, el centro de gravedad calculado para cada planta i debe considerarse como si estuviera desplazado de su posición nominal en cada dirección una excentricidad accidental:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.3)$$

Donde

e_{ai} es la excentricidad accidental de la masa de la planta i respecto a su posición nominal, aplicada en la misma dirección en todas las plantas;

L_i es la dimensión de la planta, perpendicular a la dirección de la acción sísmica.

4.3.3 Métodos de análisis

4.3.3.1 Generalidades

(1) Dentro del objeto y campo de aplicación del capítulo **4**, los efectos sísmicos y los efectos de las otras acciones consideradas en la situación sísmica de cálculo pueden determinarse suponiendo un comportamiento elástico-lineal de la estructura.

(2) El método de referencia para determinar los efectos sísmicos debe ser el análisis modal mediante espectro de respuesta, utilizando un modelo elástico-lineal de la estructura y el espectro de cálculo indicado en el apartado **3.2.2.5**.

(3) Dependiendo de las características estructurales del edificio, puede utilizarse uno de los dos siguientes tipos de análisis elástico-lineal:

- a) el "método de análisis de la fuerza lateral", para edificios que cumplen las condiciones indicadas en el apartado **4.3.3.2**.
- b) el "análisis modal mediante espectro de respuesta", el cual es aplicable a todo tipo de edificios (véase **4.3.3.3**).

(4) Como alternativa a un método lineal, se pueden usar también métodos no lineales, tales como:

- c) análisis estático no lineal (análisis del empuje incremental, "*pushover analysis*"),
- d) análisis no lineal en el dominio del tiempo mediante acelerogramas (dinámico).

siempre que se satisfagan las condiciones especificadas en los puntos (5) y (6) de este apartado, y el apartado **4.3.3.4**.

NOTA En el capítulo **10** se dan las condiciones bajo las cuales los métodos lineales a) y b), o los no lineales c) y d), se pueden usar para edificios con aislamiento en la base. Para edificios sin aislamiento en la base, se pueden usar siempre los métodos lineales del punto (3) del apartado **4.3.3.1**, tal como se especifica en el apartado **4.3.3.2.1**. Los métodos no lineales están permitidos siempre y cuando en la memoria de cálculo se justifiquen todos los parámetros utilizados y figure la información necesaria para permitir una verificación independiente.

(5) Los análisis no lineales deberán estar adecuadamente justificados respecto a la acción sísmica (input sísmico), al modelo constitutivo utilizado, al método de interpretar los resultados del análisis y a los requisitos a satisfacer.

(6) Las estructuras sin aislamiento en la base calculadas mediante el análisis no lineal por empujes incrementales, sin utilizar el coeficiente de comportamiento q (véase el punto (1)(d) del apartado **4.3.3.4.2.1**), deberán satisfacer los requisitos del punto (5) del apartado **4.4.2.2**, así como las reglas de los capítulos **5** a **9** para estructuras disipativas.

(7) Si se satisfacen los criterios de regularidad en planta (véase **4.2.3.2**), el análisis elástico-lineal puede desarrollarse utilizando dos modelos planos, uno para cada una de las direcciones horizontales principales.

(8) Dependiendo de la clase de importancia del edificio, el análisis elástico lineal puede desarrollarse utilizando dos modelos planos, uno para cada una de las direcciones horizontales principales, incluso si no se satisfacen los criterios de regularidad en planta del apartado **4.2.3.2**, siempre que se cumplan todas las condiciones particulares de regularidad siguientes:

- a) el edificio debe tener particiones y cerramientos bien distribuidos y relativamente rígidos;
- b) la altura del edificio no debe superar los 10 m;
- c) la rigidez de los forjados en su plano debe ser bastante grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales de modo que pueda suponerse un comportamiento de diafragma rígido;
- d) los centros de rigidez lateral y de gravedad deben estar, cada uno, aproximadamente sobre una línea vertical y satisfacer, en las dos direcciones horizontales de análisis, las condiciones

$r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$, $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$, donde el radio de giro l_s , los radios de torsión r_x y r_y y las excentricidades naturales e_{ox} y e_{oy} se definen en el punto (6) del apartado 4.2.3.2.

(9) En edificios que satisfagan todas las condiciones del punto (8) de este apartado con excepción de la condición d), puede desarrollarse también un análisis elástico lineal utilizando dos modelos planos, uno para cada una de las direcciones horizontales principales, pero en estos casos deberán multiplicarse por 1,25 todos los efectos de la acción sísmica resultantes del análisis.

(10) Los edificios no conformes con los criterios de los puntos (7) a (9) de este apartado deben analizarse mediante un modelo espacial.

(11) Siempre que se utilice un modelo espacial, la acción sísmica de cálculo debe aplicarse a lo largo de todas las direcciones horizontales relevantes (respecto a la configuración estructural en planta del edificio) y de sus direcciones horizontales ortogonales. Para edificios con elementos resistentes en dos direcciones perpendiculares, estas dos direcciones deben considerarse como direcciones relevantes.

4.3.3.2 Método de análisis de la fuerza lateral

4.3.3.2.1 Generalidades

(1) Este tipo de análisis puede aplicarse a los edificios cuya respuesta no esté significativamente afectada por las contribuciones de los modos de vibración superiores al modo fundamental en cada dirección principal.

(2) Se considera que se satisface el requisito del punto (1) de este apartado en los edificios que cumplen las dos condiciones siguientes:

- a) en las dos direcciones principales tienen periodos fundamentales de vibración, T_1 , menores que los siguientes valores:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.4)$$

donde: T_c se define en el apartado 3.2.2.2;

- b) cumplen los criterios de regularidad en alzado indicados en el apartado 4.2.3.3.

4.3.3.2.2 Esfuerzo cortante en la base de la estructura

(1) Para cada dirección horizontal en que se analiza el edificio, el esfuerzo cortante sísmico en la base, F_b , debe determinarse utilizando la siguiente ecuación:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.5)$$

Donde

$S_d(T_1)$ es la ordenada del espectro de cálculo (véase 3.2.2.5) para el periodo T_1 ;

T_1 es el periodo fundamental de vibración del edificio para el movimiento de translación en la

dirección considerada;

m es la masa total del edificio sobre la cimentación o sobre la parte superior de un sótano rígido, calculada conforme al punto (2) del apartado 3.2.4;

λ es el coeficiente de corrección, cuyo valor es igual a $\lambda = 0,85$ si $T_1 \leq 2 T_c$ y el edificio tiene más de dos plantas o, en otro caso, $\lambda = 1,0$.

NOTA El coeficiente λ tiene en cuenta el hecho de que en edificios con al menos tres plantas y grados de libertad traslacionales en cada dirección horizontal, la masa modal eficaz del primer modo (fundamental) es menor, un 15% como promedio, que la masa total del edificio.

(2) Para la determinación del periodo fundamental de vibración, T_1 , del edificio, se pueden utilizar ecuaciones basadas en los métodos de la dinámica estructural (por ejemplo, el método de Rayleigh).

(3) Para edificios de hasta 40 m de altura, el valor T_1 (en s) puede aproximarse mediante la siguiente ecuación:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (4.6)$$

Donde

C_t es 0,085 para pórticos espaciales de acero resistentes a flexión, 0,075 para pórticos espaciales de hormigón resistentes a flexión y para pórticos de acero con triangulaciones descentradas y 0,050 para las demás estructuras;

H es la altura del edificio, en m; desde la cimentación o desde la parte superior de un sótano rígido.

(4) Como alternativa, para estructuras con muros (muros pantalla) de hormigón o de fábrica resistentes a cortante, el valor C_t de la ecuación (4.6) puede tomarse como

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (4.7)$$

Donde

$$A_c = \sum \left[A_i \cdot \left(0,2 + (l_{wi} / H)^2 \right) \right] \quad (4.8)$$

Y

A_c es el área eficaz total de los muros resistentes a cortante de la primera planta del edificio, en m^2 ;

A_i es el área eficaz de la sección transversal del muro resistente a cortante, i , de la primera planta del edificio en la dirección considerada, en m^2 ;

H tiene el mismo significado que en el punto (3) de este apartado;

l_{wi} es la longitud del muro resistente a cortante, i , de la primera planta del edificio en dirección paralela a las fuerzas aplicadas, en m, con la restricción de que l_{wi}/H no deberá superar 0,9.

(5) Como alternativa, T_1 (en s) puede estimarse mediante la siguiente ecuación:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (4.9)$$

Donde

d es el desplazamiento elástico lateral, en m, de la parte superior del edificio, debido a las cargas gravitatorias aplicadas en dirección horizontal.

4.3.3.2.3 Distribución de las fuerzas sísmicas horizontales

(1) Las geometrías de las deformadas correspondientes al modo fundamental en las direcciones horizontales de análisis del edificio pueden calcularse utilizando los métodos de dinámica estructural, o pueden aproximarse mediante desplazamientos horizontales que se incrementan linealmente a lo largo de la altura del edificio.

(2) Para los dos modelos planos, los efectos de la acción sísmica deben determinarse aplicando fuerzas horizontales F_i a todas las plantas del edificio.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (4.10)$$

Donde

F_i es la fuerza horizontal que actúa en la planta i ;

F_b es el esfuerzo cortante sísmico en la base, de acuerdo con la ecuación (4.5);

s_i, s_j son los desplazamientos de las masas m_i, m_j para la deformada del modo fundamental;

m_i, m_j son las masas de las plantas calculadas conforme al punto (2) del apartado 3.2.4.

(3) Cuando la geometría de la deformada del modo fundamental se aproxima mediante desplazamientos horizontales que se incrementan linealmente con la altura, las fuerzas horizontales F_i deberán obtenerse de la ecuación:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (4.11)$$

Donde

z_i, z_j son las alturas de las masas m_i, m_j respecto al nivel de aplicación de la acción sísmica (cimentación o parte superior de un sótano rígido).

(4) Las fuerzas horizontales F_i , determinadas de acuerdo con este apartado, deben distribuirse entre el sistema resistente de cargas laterales suponiendo los forjados rígidos en su plano.

4.3.3.2.4 Efectos de la torsión

(1) Si la rigidez lateral y la masa tienen una distribución simétrica en planta, y a menos que la excentricidad accidental establecida en el punto (1) del apartado 4.3.2 no se tenga en cuenta mediante un método más exacto (por ejemplo el del punto (1) del apartado 4.3.3.3), pueden considerarse los efectos accidentales de torsión multiplicando los efectos de las acciones resultantes en cada elemento resistente de la aplicación del punto (4) del apartado 4.3.3.2.3, por un coeficiente δ dado por:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (4.12)$$

Donde

x es la distancia en planta del elemento que se considera al centro de gravedad del edificio, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada;

L_e es la distancia entre los dos elementos resistentes a la carga lateral más exteriores, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada.

(2) Si el análisis se desarrolla utilizando dos modelos planos, uno para cada dirección horizontal principal, los efectos de torsión pueden determinarse duplicando la excentricidad accidental e_{ai} de la ecuación (4.3) y aplicando el punto (1) de este apartado, con el coeficiente 0,6 de la ecuación (4.12) aumentado a 1,2.

4.3.3.3 Análisis modal mediante espectros de respuesta

4.3.3.3.1 Generalidades

(1) Este tipo de análisis debe aplicarse a edificios que no satisfagan las condiciones indicadas en el punto (2) del apartado 4.3.3.2.1 para aplicar el método de análisis de la fuerza lateral.

(2) Debe tenerse en cuenta la respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan de forma significativa a la respuesta global.

(3) Los requisitos especificados en el punto (2) pueden considerarse satisfechos si puede demostrarse cualquiera de las dos siguientes proposiciones:

- la suma de las masas modales eficaces para los modos considerados representa, al menos, el 90% de la masa total de la estructura;
- se tienen en cuenta todos los modos con masas modales eficaces mayores del 5% de la masa total.

NOTA La masa modal eficaz m_k , correspondiente a un modo k , se determina de forma que el esfuerzo cortante en la base F_{bk} asociado a este modo, que actúa en la dirección de aplicación de la acción sísmica, puede expresarse como $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$. Se puede demostrar que la suma de las masas modales eficaces (para todos los modos y para una dirección dada) es igual a la masa de la estructura.

(4) Cuando se use un modelo espacial, las condiciones anteriores deberán comprobarse para cada dirección que se considere.

(5) Si los requisitos especificados en el punto **(3)** no se pueden satisfacer (por ejemplo, en edificios con una contribución significativa de los modos a torsión), el número mínimo k de modos a tener en cuenta en un análisis espacial deberá satisfacer las dos condiciones siguientes:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (4.13)$$

y

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (4.14)$$

Donde

k es el número de modos considerados;

n es el número de plantas por encima de la cimentación o de la parte superior de un sótano rígido;

T_k es el periodo de vibración del modo k .

4.3.3.3.2 Combinación de las respuestas modales

(1) La respuesta de dos modos de vibración i y j (incluyendo tanto los modos de traslación como los de torsión) puede considerarse como independiente una de otra, si sus periodos T_i y T_j satisfacen la siguiente condición (con $T_j \leq T_i$):

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (4.15)$$

(2) Siempre que todas las respuestas modales relevantes (véanse los puntos **(3)** a **(5)** del apartado **4.3.3.3.1**) se puedan considerar como independientes una de otra, el valor máximo E_E de un efecto de la acción sísmica puede tomarse como:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.16)$$

Donde

E_E es el efecto de la acción sísmica considerada (fuerza, desplazamiento, etc.);

E_{Ei} es el valor de dicho efecto debido al modo de vibración i .

(3) Si no se satisface el punto **(1)** deben adoptarse procedimientos más precisos para la combinación de las máximas respuestas modales, tales como la "Combinación cuadrática completa").

4.3.3.3.3 Efectos de la torsión

(1) Siempre que se utilice un modelo espacial para el análisis, los efectos accidentales de torsión indicados en el punto **(1)** del apartado **4.3.2** pueden determinarse como la envolvente de los efectos resultantes de la aplicación de cargas estáticas, consistente en una serie de momentos de torsión M_{ai} respecto al eje vertical de cada planta i :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (4.17)$$

Donde

- M_{ai} es el momento de torsión aplicado a la planta i respecto a su eje vertical;
- e_{ai} es la excentricidad accidental de la masa de la planta i , de acuerdo con la ecuación (4.3), para todas las direcciones consideradas;
- F_i es la fuerza horizontal que actúa sobre la planta i , obtenida a partir del apartado **4.3.3.2.3** para todas las direcciones consideradas.

(2) Los efectos de las cargas obtenidas en el punto (1) deberán tenerse en cuenta con signos positivos y negativos (el mismo criterio de signos para todas las plantas).

(3) Siempre que se empleen en el análisis dos modelos planos separados, los efectos de torsión pueden tenerse en cuenta mediante la aplicación de las reglas del punto (2) del apartado **4.3.3.2.4** a los efectos de la acción calculados conforme al apartado **4.3.3.3.2**.

4.3.3.4 Métodos no lineales

4.3.3.4.1 Generalidades

(1) El modelo matemático usado en el análisis elástico debe extenderse a fin de incluir la resistencia de los elementos estructurales y su comportamiento postelástico.

(2) Como mínimo, deberá utilizarse una relación bilineal tensión-deformación para cada elemento. En edificios de hormigón armado y de fábrica, la rigidez elástica de una relación bilineal tensión-deformación deberá corresponder a la de las secciones fisuradas (véase el punto (7) del apartado **4.3.1**). En elementos dúctiles, para los que se espera que presenten excursiones en el dominio postelástico durante la respuesta, la rigidez elástica de una relación bilineal deberá ser la rigidez secante correspondiente al punto de plastificación. Se permiten relaciones fuerza-deformación trilineales que tengan en cuenta las rigideces antes y después de la fisuración.

(3) Puede suponerse una rigidez nula tras la plastificación. Si se espera degradación de la resistencia, por ejemplo, en muros de fábrica o en otros elementos frágiles, dicha degradación tiene que incluirse en las relaciones fuerza-deformación de dichos elementos.

(4) A menos que se especifique otra cosa, las propiedades de los elementos deberán basarse en los valores medios de las propiedades de los materiales. Para estructuras nuevas, los valores medios de las propiedades del material pueden estimarse a partir de los correspondientes valores característicos, en función a la información proporcionada en la reglamentación específica vigente.

(5) Conforme al apartado **3.2.4** las cargas gravitatorias deben aplicarse a los elementos apropiados del modelo matemático.

(6) Cuando se determinen las relaciones tensión-deformación para los elementos estructurales, deberán tenerse en cuenta las fuerzas axiales debidas a las cargas gravitatorias. En los elementos estructurales verticales, los momentos flectores debidos a las cargas gravitatorias pueden despreciarse, a menos que influyan significativamente en el comportamiento global de la estructura.

(7) La acción sísmica debe aplicarse en las direcciones positiva y negativa, y deben utilizarse los efectos sísmicos máximos resultantes.

4.3.3.4.2 Análisis estático no lineal (empujes incrementales)

4.3.3.4.2.1 Generalidades

(1) El análisis por empujes incrementales (*pushover*) es un análisis estático no lineal realizado bajo cargas gravitatorias constantes y cargas horizontales que se incrementan de forma monótona. Puede aplicarse para comprobar el comportamiento estructural de edificios de nuevo diseño o existentes, con los siguientes objetivos:

- a) la comprobación o revisión de los valores del cociente de reserva de resistencia (sobrerresistencia) α_u/α_1 (véanse los apartados **5.2.2.2**, **6.3.2**, **7.3.2**);
- b) la estimación de los mecanismos plásticos esperables y la distribución de daños;
- c) la evaluación del comportamiento estructural de los edificios existentes o reforzados para los objetivos del Anejo 3.
- d) como alternativa al cálculo basado en un análisis elástico-lineal utilizando el coeficiente de comportamiento q . En este caso, el desplazamiento objetivo indicado en el punto **(1)** del apartado **4.3.3.4.2.6** deberá usarse como base para el cálculo.

(2) Los edificios que no satisfacen los criterios de regularidad del apartado **4.2.3.2** o los criterios a) al e) del punto **(8)** del apartado **4.3.3.1** deben analizarse usando un modelo espacial. Pueden llevarse a cabo dos análisis independientes, aplicando una sola dirección de carga para cada análisis.

(3) Para edificios que satisfacen los criterios de regularidad del apartado **4.2.3.2** o los criterios a) al e) del punto **(8)** del apartado **4.3.3.1**, el análisis puede realizarse usando dos modelos planos, uno para cada dirección horizontal principal.

(4) Para edificios de fábrica de poca altura, en los que el comportamiento de los muros estructurales esté dominado por el cortante, cada planta puede analizarse independientemente.

(5) Se estima que se satisfacen los requisitos del punto **(4)** si el número de plantas es igual o menor de 3, y si el promedio de la relación de aspecto (altura respecto a anchura) de los muros estructurales es menor de 1,0.

4.3.3.4.2.2 Cargas laterales

(1) Deberán aplicarse, al menos, dos distribuciones verticales de cargas laterales:

- un patrón "uniforme", basado en fuerzas laterales proporcionales a las masas, independientemente de su altura (aceleración uniforme);
- un patrón "modal" proporcional a las fuerzas laterales, coherente con la distribución de fuerzas laterales en la dirección considerada, determinadas en el análisis elástico (de acuerdo con **4.3.3.2** o **4.3.3.3**).

(2) Las cargas laterales deben aplicarse en la posición de las masas en el modelo. Debe tenerse en cuenta la excentricidad accidental, conforme al punto **(1)** del apartado **4.3.2**.

4.3.3.4.2.3 Curva de capacidad

(1) La relación entre el esfuerzo cortante en la base y el desplazamiento de control (la "curva de capacidad") deberá determinarse mediante un análisis por empujes incrementales (*pushover*) para los valores del desplazamiento de control comprendidos entre cero y el valor correspondiente al 150% del desplazamiento objetivo, definido en el apartado **4.3.3.4.2.6**.

(2) El desplazamiento de control puede tomarse en el centro de gravedad de la cubierta del edificio. La parte más alta de una cámara de instalaciones (*penthouse*), o similar, no deberá considerarse como la cubierta.

4.3.3.4.2.4 Coeficiente de reserva de resistencia (sobrerresistencia)

(1) Cuando el cociente de reserva de resistencia (α_u/α_1) se determine por medio de un análisis mediante empujes incrementales, deberá usarse el valor menor del cociente de reserva de resistencia obtenido para las dos distribuciones de carga lateral.

4.3.3.4.2.5 Mecanismo plástico

(1) El mecanismo plástico debe determinarse para las dos distribuciones de carga lateral aplicadas. Los mecanismos plásticos deben estar de acuerdo con los mecanismos en que se basa el coeficiente de comportamiento q usado en el cálculo.

4.3.3.4.2.6 Desplazamiento objetivo

(1) El desplazamiento objetivo (*target displacement*) debe definirse como la demanda sísmica deducida a partir del espectro de respuesta elástica del apartado **3.2.2.2**, en términos de desplazamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad.

NOTA El apéndice B proporciona un procedimiento para la determinación del desplazamiento objetivo a partir del espectro de respuesta elástica.

4.3.3.4.2.7 Procedimiento de estimación de los efectos de torsión

(1) El análisis por empujes incrementales desarrollado con los patrones de fuerzas especificados en el apartado **4.3.3.4.2.2** puede subestimar significativamente las deformaciones del lado rígido/más resistente de una estructura flexible a torsión, es decir, de una estructura en la que el primer modo de vibración se ve influido principalmente por la torsión. Lo mismo se aplica para las deformaciones del lado rígido/más resistente en una dirección de una estructura en la cual el segundo modo de vibración se ve influido principalmente por la torsión. Para dichas estructuras los desplazamientos del lado rígido/más resistente deben aumentarse, en comparación con los correspondientes a una estructura equilibrada a torsión.

NOTA El lado rígido/más resistente en planta es el que bajo la acción de fuerzas estáticas laterales paralelas a él desarrolla desplazamientos horizontales menores a los del lado opuesto. Para estructuras flexibles a torsión los desplazamientos dinámicos en el lado rígido/más resistente pueden aumentar considerablemente debido a la influencia de un modo donde predomine la torsión.

(2) El requisito especificado en el punto (1) de este apartado se considera satisfecho si el coeficiente de amplificación que se aplica a los desplazamientos del lado rígido/más resistente se basa en los resultados de un análisis elástico modal del modelo espacial.

(3) Si para el análisis de estructuras que son regulares en planta se usan dos modelos planos, los efectos de torsión pueden estimarse de acuerdo con los apartados **4.3.3.2.4** o **4.3.3.3.3**.

4.3.3.4.3 Análisis no lineal en el dominio del tiempo

(1) La respuesta de la estructura a lo largo del tiempo puede obtenerse a través de la integración numérica directa de las ecuaciones diferenciales del movimiento, utilizando los acelerogramas definidos en el apartado **3.2.3.1** para representar el movimiento del suelo.

(2) Los modelos de los elementos estructurales deberán ser conformes con los puntos **(2)** a **(4)** del apartado **4.3.3.4.1**, y deberán complementarse con reglas que describan el comportamiento de los elementos bajo ciclos postelásticos de descarga y recarga. Estas reglas deberán reflejar de forma real la disipación de energía en los elementos, más allá del rango de las amplitudes de desplazamiento esperado en la situación sísmica de cálculo.

(3) Si la respuesta se obtiene a partir de, al menos, siete análisis no lineales en el dominio del tiempo con movimientos del suelo conformes con el apartado **3.2.3.1**, el promedio de los valores de las respuestas obtenidas para todos esos análisis deberá utilizarse como el valor de cálculo del efecto de la acción E_d para las comprobaciones del apartado **4.4.2.2** que correspondan. En caso contrario, deberá usarse como E_d el valor más desfavorable obtenido para la respuesta entre todos los análisis.

4.3.3.5 Combinación de los efectos de las componentes de la acción sísmica

4.3.3.5.1 Componentes horizontales de la acción sísmica

(1) En general, debe considerarse que las componentes horizontales de la acción sísmica (véase el punto **(3)** del apartado **3.2.2.1**) actúan simultáneamente.

(2) La combinación de las componentes horizontales de la acción sísmica puede tenerse en cuenta de la siguiente forma:

- a) debe evaluarse por separado la respuesta estructural para cada componente, usando las reglas de combinación para las respuestas modales indicadas en el apartado **4.3.3.3.2**;
- b) el valor máximo de cada efecto de la acción sobre la estructura, debido a las dos componentes horizontales de la acción sísmica, puede estimarse entonces mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas debidas a cada componente horizontal;
- c) la regla b) proporciona, generalmente, una estimación del lado de la seguridad de los valores probables de otros efectos de una acción simultáneos con el valor máximo obtenido en b). Se pueden usar modelos más precisos para la estimación de los valores simultáneos probables de más de un efecto de la acción debido a las dos componentes horizontales de la acción sísmica.

(3) Como una alternativa a las reglas b) y c) del punto **(2)** de este apartado, los efectos de la acción debidos a la combinación de las componentes horizontales de la acción sísmica pueden calcularse usando las dos combinaciones siguientes:

$$a) \quad E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} \quad (4.18)$$

$$b) \quad 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (4.19)$$

Donde

"+" significa "se combina con";

E_{Edx} representa los efectos de la acción debidos a la aplicación de la acción sísmica en la dirección

del eje elegido como eje horizontal x de la estructura;

$E_{E_d y}$ representa los efectos de la acción debidos a la aplicación de la misma acción sísmica en la dirección del eje horizontal ortogonal, y , de la estructura.

(4) Si el sistema estructural o la clasificación de regularidad en altura del edificio es diferente en las distintas direcciones horizontales, el valor del coeficiente de comportamiento, q , también puede ser diferente.

(5) En las combinaciones anteriores debe tomarse el signo de cada componente que resulte más desfavorable para el efecto particular que se considere.

(6) Cuando se utilice un análisis estático no lineal (empujes incrementales, *pushover*) y se aplique un modelo espacial, deberán aplicarse las reglas de combinación de los puntos (2) y (3) de este apartado, considerando como $E_{d x}$ las fuerzas y deformaciones debidas a la aplicación del desplazamiento objetivo en la dirección x , y como $E_{d y}$ las fuerzas y deformaciones debidas a la aplicación del desplazamiento objetivo en la dirección y . Las fuerzas internas resultantes de la combinación no deberán sobrepasar las capacidades correspondientes.

(7) Cuando se realice un análisis no lineal en el dominio del tiempo y se emplee un modelo espacial de la estructura, los acelerogramas que actúan simultáneamente deben considerarse actuando en ambas direcciones horizontales.

(8) Para edificios que satisfacen los criterios de regularidad en planta y en los que las pantallas o sistemas triangulados independientes en las dos direcciones horizontales principales son los únicos elementos sísmicos primarios (véase 4.2.2), puede suponerse que la acción sísmica actúa de forma independiente y sin que se tengan que considerar las combinaciones (2) y (3) de este apartado, a lo largo de los dos ejes horizontales principales ortogonales de la estructura.

4.3.3.5.2 Componente vertical de la acción sísmica

(1) Si a_{vg} es mayor de 0,25 g (2,5 m/s^2), la componente vertical de la acción sísmica, tal como se define en el apartado 3.2.2.3, deberá tenerse en cuenta en los casos relacionados a continuación:

- para elementos estructurales horizontales, o casi horizontales, con luces de 20 m o mayores;
- para voladizos horizontales, o casi horizontales, de longitud superior a 5 m;
- para elementos pretensados horizontales o casi horizontales;
- para vigas que soportan pilares;
- para estructuras con aislamiento en la base.

(2) El análisis para determinar los efectos debidos a la componente vertical de la acción sísmica puede basarse en un modelo parcial de la estructura, que incluya los elementos sobre los que se considera que actúa la componente vertical (por ejemplo, los relacionados en los puntos anteriores), y que tenga en cuenta la rigidez de los elementos adyacentes.

(3) Es necesario tener en cuenta los efectos debidos a la componente vertical tan solo para los elementos que se consideren (por ejemplo, los relacionados en el punto (1) de este apartado) y para sus elementos portantes o infraestructuras directamente asociadas.

(4) Si las componentes horizontales de la acción sísmica son también relevantes para estos elementos, pueden aplicarse las reglas establecidas en el punto (2) del apartado 4.3.3.5.1, extendiéndolas a las tres componentes de la acción sísmica. Como alternativa, pueden utilizarse las tres combinaciones siguientes para el cálculo de los efectos de la acción:

$$a) \quad E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz} \quad (4.20)$$

$$b) \quad 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz} \quad (4.21)$$

$$c) \quad 0,30 E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" E_{Edz} \quad (4.22)$$

Donde

"+" significa "se combina con";

E_{Edx} y E_{Edy} tienen el mismo significado que el punto (3) del apartado 4.3.3.5.1;

E_{Edz} representa los efectos de la acción debidos a la aplicación de la componente vertical de la acción sísmica de cálculo, tal y como se define en el punto (6) del apartado 3.2.2.5.

(5) Si se desarrolla un análisis estático no lineal (empujes incrementales), puede despreciarse la componente vertical de la acción sísmica.

4.3.4 Cálculo del desplazamiento

(1) Si se lleva a cabo un análisis lineal, los desplazamientos inducidos por la acción sísmica de cálculo deben calcularse en función a las deformaciones elásticas del sistema estructural mediante la siguiente ecuación simplificada:

$$d_s = q_d d_e \quad (4.23)$$

Donde

d_s es el desplazamiento de un punto del sistema estructural, inducido por la acción sísmica de cálculo;

q_d es el coeficiente de comportamiento para el desplazamiento, que se supone igual a q , a menos que se especifique otra cosa;

d_e es el desplazamiento del mismo punto del sistema estructural, tal como se determina mediante un análisis lineal basado en el espectro de respuesta de cálculo, conforme al apartado 3.2.2.5.

El valor de d_s no necesita ser mayor que el deducido a partir del espectro elástico.

NOTA En general, q_d es mayor que q si el periodo fundamental de la estructura es menor de T_c (véase la figura B.2).

(2) Cuando se determinen los desplazamientos d_e , deben tenerse en cuenta los efectos de torsión obtenidos de la acción sísmica.

(3) Tanto para los análisis no lineales estáticos como para los dinámicos, los desplazamientos son los obtenidos directamente del análisis, sin ninguna modificación posterior.

4.3.5 Elementos no estructurales

4.3.5.1 Generalidades

(1) Los elementos no estructurales (apéndices) de los edificios (por ejemplo, los parapetos, hastiales, antenas, equipos mecánicos e instalaciones complementarias, muros cortina, particiones, cerramientos, barandillas, etc.) que pudiesen, en caso de fallo, causar daños a las personas o afectar a la estructura principal del edificio o a los servicios de las instalaciones críticas, deben comprobarse, junto con sus apoyos, conexiones y fijaciones o anclajes, para resistir la acción sísmica de cálculo.

(2) En el caso de elementos no estructurales de gran importancia o de naturaleza particularmente peligrosa, el análisis sísmico debe basarse en un modelo realista de las estructuras que corresponda y en el uso de espectros de respuesta apropiados deducidos a partir de la respuesta de los elementos estructurales de apoyo, pertenecientes al sistema sismorresistente principal.

(3) En todos los demás casos, se permiten simplificaciones de este procedimiento, adecuadamente justificadas (por ejemplo, las indicadas en el punto (2) del apartado 4.3.5.2).

4.3.5.2 Comprobaciones

(1) Los elementos no estructurales, así como sus conexiones y fijaciones o anclajes, deben comprobarse para la situación sísmica de cálculo (véase 3.2.4).

NOTA Se deberá tener en cuenta la transmisión de esfuerzos a la estructura debidos al anclaje de elementos no estructurales, así como su influencia sobre el comportamiento estructural. Los requisitos para anclajes en el hormigón se indican en el apartado 2.7 del Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Los efectos de la acción sísmica pueden determinarse aplicando al elemento no estructural una fuerza horizontal F_a , que se define como sigue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (4.24)$$

Donde

F_a es la fuerza sísmica horizontal, que actúa en el centro de gravedad del elemento no estructural, en la dirección más desfavorable;

W_a es el peso del elemento;

S_a es el coeficiente sísmico aplicable a los elementos no estructurales, véase el punto (3) de este apartado;

γ_a es el factor de importancia del elemento, véase el apartado 4.3.5.3;

q_a es el coeficiente de comportamiento del elemento, véase la tabla 4.4.

(3) El coeficiente sísmico S_a puede obtenerse como sigue:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [3(1 + z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) - 0,5] \quad (4.25)$$

Donde

- α es el cociente entre el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A, a_g , y la aceleración de la gravedad g ;
- S es el coeficiente de suelo;
- T_a es el periodo fundamental de vibración del elemento no estructural;
- T_1 es el periodo fundamental de vibración del edificio en la dirección apropiada;
- z es la altura del elemento no estructural sobre el nivel de aplicación de la acción sísmica (cimentación o parte más alta de un sótano rígido); y
- H es la altura del edificio medida desde la cimentación o desde la parte superior de un sótano rígido.

El valor del coeficiente sísmico S_a no puede tomarse menor de $\alpha \cdot S$.

4.3.5.3 Factores de importancia

(1) El factor de importancia γ_a no debe ser menor de 1,5 para los siguientes elementos no estructurales:

- elementos de anclaje de maquinaria y equipamiento necesario para los sistemas de seguridad vital;
- depósitos y recipientes que contengan sustancias tóxicas o explosivas que se consideren peligrosas para la seguridad del público general.

(2) En todos los demás casos, se puede suponer que el factor de importancia γ_a de los elementos no estructurales $\gamma_a = 1,0$.

4.3.5.4 Coeficientes de comportamiento

(1) En la tabla 4.4 se dan los valores límite superiores del coeficiente de comportamiento q_a para elementos no estructurales.

Tabla 4.4 - Valores de q_a para elementos no estructurales

Tipo de elemento no estructural	q_a
- Parapetos en voladizo u ornamentaciones - Señalización y paneles publicitarios - Chimeneas, mástiles y depósitos colocados sobre pilares que actúan como ménsulas sin arriostrar en una longitud superior a más de la mitad de su altura total	1,0
- Muros exteriores e interiores - Tabiques y fachadas - Chimeneas, mástiles y depósitos colocados sobre pilares que actúan como ménsulas sin arriostrar	2,0

en una longitud menor que la mitad de su altura total, o triangulados o sujetos a la estructura en o por encima de su centro de gravedad. - Elementos de anclaje para armarios y estanterías de libros apoyadas en el suelo. - Elementos de anclaje para falsos techos (suspendidos) y dispositivos de fijación ligeros.	

4.3.6 Medidas complementarias para pórticos rellenos de fábrica

4.3.6.1 Generalidades

(1) Los apartados **4.3.6.1** a **4.3.6.3** se aplican a los pórticos o sistemas duales de hormigón equivalentes a pórticos de clase DCH (véase el capítulo **5**) y a los pórticos resistentes a flexión de acero o mixtos de hormigón y acero de clase DCH (véanse los capítulos **6** y **7**), que disponen de rellenos de fábrica no armada interactuando con la estructura que cumplen todas las condiciones siguientes:

- a) están contruidos después del fraguado de los pórticos de hormigón o del ensamblaje del pórtico de acero;
- b) están en contacto con el pórtico (es decir, sin juntas especiales de separación), pero sin conexión estructural a él (a través de tirantes, cintas, postes o conectores de cortante);
- c) se consideran, en principio, como elementos no estructurales.

(2) Aunque el campo de aplicación de los apartados **4.3.6.1** a **4.3.6.3** esté limitado conforme al punto **(1)** de este apartado, estos apartados proporcionan criterios de buenas prácticas, cuyo seguimiento puede ser positivo para estructuras de hormigón, acero o mixtas de clases DCM o DCL con rellenos de fábrica. En particular, para los paneles que podrían ser vulnerables a roturas por salida de su plano, la colocación de atados puede reducir la peligrosidad ocasionada por la caída de la fábrica.

(3) También deben aplicarse a los rellenos las disposiciones del punto **(2)** del apartado **1.3** relativas a una posible modificación futura de la estructura.

(4) En el caso de sistemas de muros, o duales de hormigón equivalente a muros, así como para sistemas triangulados de acero o mixto de hormigón y acero, puede despreciarse la interacción con los rellenos de fábricas.

(5) Si los rellenos de fábricas armadas constituyen parte del sistema estructural sismorresistente, el análisis y el cálculo deberá llevarse a cabo de acuerdo con los criterios y reglas indicadas para fábricas confinadas en el capítulo **9**.

(6) Los requisitos y criterios indicados en el apartado **4.3.6.2** se consideran satisfechos si se siguen las reglas indicadas en los apartados **4.3.6.3** y **4.3.6.4**, así como las reglas especiales de los capítulos **5** a **7**.

4.3.6.2 Requisitos y criterios

(1) Deben tenerse en cuenta las consecuencias de la irregularidad en planta ocasionada por los rellenos.

(2) Deben tenerse en cuenta las consecuencias de la irregularidad en alzado ocasionada por los rellenos.

(3) Deben tenerse en cuenta las grandes incertidumbres relacionadas con el comportamiento de los rellenos (esto es, la variabilidad de sus propiedades mecánicas y de su anclaje al pórtico circundante, su posible modificación durante el periodo de uso del edificio, así como el desigual grado de daño sufrido durante el propio terremoto).

(4) Deben tenerse en cuenta los posibles efectos locales adversos debidos a la interacción pórtico-relleno; por ejemplo, la rotura por esfuerzo cortante de los pilares inducida por la acción de las bielas diagonales de los rellenos (véanse los capítulos 5 a 7).

4.3.6.3 Irregularidades debidas a los rellenos de fábrica

4.3.6.3.1 Irregularidades en planta

(1) Se deberán evitar las disposiciones muy irregulares, asimétricas o no uniformes de los rellenos en planta (teniendo en cuenta el tamaño de las aberturas y perforaciones en los paneles de relleno).

(2) En el caso de irregularidades pronunciadas en planta debidas a la disposición asimétrica de los rellenos (por ejemplo, la existencia de rellenos principalmente a lo largo de dos caras consecutivas del edificio), deberán utilizarse modelos espaciales para el análisis de la estructura. Los rellenos se deberán incluir en el modelo y se deberá desarrollar un análisis de sensibilidad relativo a la posición y las propiedades de los rellenos (por ejemplo, ignorando uno de cada tres o cuatro paneles en un pórtico plano, especialmente de los lados más flexibles). Se deberá prestar una atención especial a la comprobación de los elementos estructurales de los lados flexibles en planta (es decir, los más alejados de aquel donde se concentran los rellenos), frente a los efectos de cualquier respuesta de torsión originada por los rellenos.

(3) Los paneles de relleno con más de una apertura o perforación significativas (por ejemplo, una puerta y una ventana, etc.), deberán ignorarse en los modelos elaborados para llevar a cabo el análisis conforme al punto (2) de este apartado.

(4) Cuando los rellenos de fábrica no se encuentran distribuidos regularmente, pero tampoco de manera que constituyan una irregularidad pronunciada en planta, estas irregularidades pueden tenerse en cuenta multiplicando por un coeficiente de 2,0 los efectos de la excentricidad adicional deducida de acuerdo con los apartados 4.3.3.2.4 y 4.3.3.3.3

4.3.6.3.2 Irregularidades en alzado

(1) Si existen irregularidades considerables en alzado (por ejemplo, reducción drástica de los rellenos de una o más plantas en comparación con los de las otras), deben aumentarse los efectos de la acción sísmica en los elementos verticales de las respectivas plantas.

(2) Si no se utiliza un modelo más preciso, se considera satisfecho el punto (1) si se mayoran los efectos calculados de la acción sísmica mediante un coeficiente de mayoración, η , definido como sigue:

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq q \quad (4.26)$$

Donde

ΔV_{Rw} es la reducción total de la resistencia en los muros de fábrica de la planta considerada, en comparación con las plantas superiores dotadas de más rellenos.

ΣV_{Ed} es la suma de los esfuerzos cortantes de origen sísmico que actúan sobre todos los elementos sísmicos verticales primarios de la planta considerada.

(3) Si la ecuación (4.26) conduce a un coeficiente de mayoración, η , menor de 1,1, no existe ninguna necesidad de modificar los efectos de la acción.

4.3.6.4 Limitación del daño de los rellenos

(1) Excepto en zonas de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1); para los sistemas estructurales indicados en el punto (1) del apartado 4.3.6.1, pertenecientes a todas las clases de ductilidad, DCL, DCM o DCH, deberán tomarse las medidas apropiadas para evitar la rotura frágil y la desintegración prematura de los muros de rellenos (en particular de los paneles de fábrica con aberturas o fabricados con materiales fácilmente fragmentables), así como el colapso parcial o total por salida de su plano de paneles esbeltos de fábricas. Se deberá prestar una atención especial a los paneles de fábrica con una razón de esbeltez (cociente entre el menor valor entre longitud o altura, y el espesor) mayor de 15.

(2) Las mallas ligeras de alambre bien ancladas a una cara del muro, los tirantes de muro fijados a los pilares y colocados dentro de las juntas horizontales (tendeles), y los postes de hormigón y correas transversales a los paneles que abrazan todo el espesor del muro constituyen ejemplos de medidas, conformes con el punto (1) de este apartado, para mejorar el comportamiento y la integridad de los rellenos de fábrica, tanto en su plano como fuera de su plano.

(3) Si hubiera grandes aberturas o perforaciones en alguno de los paneles de relleno, sus bordes deberán enmarcarse con elementos resistentes.

4.4 Comprobaciones de seguridad

4.4.1 Generalidades

(1) Para las comprobaciones de seguridad deben considerarse los estados límites (véanse los siguientes 4.4.2 y 4.4.3) relevantes, así como las medidas específicas (véase 2.2.4).

(2) En edificios de clases de importancia diferentes de la clase IV (véase la tabla 4.3) las comprobaciones prescritas en los apartados 4.4.2 y 4.4.3 pueden considerarse satisfechas si se cumplen las dos condiciones siguientes:

- a) el esfuerzo cortante total en la base debido a la situación sísmica de cálculo, determinado con un coeficiente de comportamiento igual al valor aplicable a estructuras de disipación baja (véase el punto (2) del apartado 2.2.2), es menor del producido por las combinaciones de las otras acciones relevantes para las que el edificio se calcula mediante un análisis elástico lineal. Este requisito se refiere al esfuerzo cortante sobre toda la estructura al nivel de la base del edificio (cimentación o parte superior de un sótano rígido);
- b) se tienen en cuenta las medidas específicas descritas en el apartado 2.2.4 con la excepción de las disposiciones contenidas en los puntos (2) y (3) del apartado 2.2.4.1.

(3) En el caso de estructuras poco disipativas (véase 2.2.2(2)), no es necesario aplicar los requisitos de ductilidad, dimensionamiento por capacidad ni reserva de resistencia (sobrerresistencia) del apartado 4.4.2.

4.4.2 Estado límite último

4.4.2.1 Generalidades

(1) El requisito de no colapso (estado límite último) en la situación sísmica de cálculo se considera satisfecho si se cumplen las siguientes condiciones relativas a la resistencia, la ductilidad, el equilibrio, la estabilidad de la cimentación y las juntas sísmicas.

4.4.2.2 Condiciones de resistencia

(1) Para todos los elementos estructurales, incluyendo las conexiones, y para los elementos no estructurales relevantes, debe satisfacerse la siguiente relación:

$$E_d \leq R_d \quad (4.27)$$

Donde

E_d es el valor de cálculo del efecto de la acción debida a la situación sísmica de cálculo (véase **6.4.3.4** del Anejo 18 del Código Estructural) incluyendo, si fuera necesario, los efectos de segundo orden (véase el punto **(2)** de este apartado). Se permite la redistribución de los momentos flectores de acuerdo con el Código Estructural (Anejos 19, 22 y 30).

R_d es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente del elemento, calculada de acuerdo con las reglas específicas para el material que se trate (en términos de los valores característicos de las propiedades del material, f_k , y coeficiente de seguridad parcial γ_M) y de acuerdo con los modelos mecánicos asociados con el tipo específico de sistema estructural, como se indica en los capítulos **5** a **9** de este documento, y en la reglamentación específica vigente.

(2) Los efectos del segundo orden (efectos P- Δ) no necesitan tenerse en cuenta si se cumple la siguiente condición en todas las plantas:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.28)$$

Donde

θ es el coeficiente de sensibilidad del desplome entre plantas;

P_{tot} es la carga total gravitatoria desde la planta considerada hacia arriba, para la situación sísmica de cálculo;

d_r es el valor de cálculo del desplome entre plantas, evaluado como la diferencia entre el desplazamiento lateral medio, d_s , de la parte superior e inferior de la planta considerada, y calculado conforme al apartado **4.3.4**;

V_{tot} es el esfuerzo cortante sísmico total de la planta; y

h es la altura entre plantas.

(3) Si $0,1 < \theta \leq 0,2$, los efectos de segundo orden pueden tenerse en cuenta, aproximadamente, mayorando los correspondientes efectos de la acción sísmica mediante un coeficiente igual a $1/(1 - \theta)$.

(4) El valor del coeficiente θ no debe superar 0,3.

(5) Si los efectos de la acción de cálculo, E_d , se obtienen mediante un método de análisis no lineal (véase **4.3.3.4**), el punto **(1)** de este apartado deberá aplicarse en términos de fuerzas únicamente para elementos frágiles. En zonas disipativas que se proyectan y detallan constructivamente para disponer de ductilidad, se deberá satisfacer la condición de resistencia, ecuación (4.27), en términos de deformación de los elementos (por ejemplo, rotación de las rótulas plásticas o rotación del ala de la viga) con los apropiados coeficientes parciales de seguridad de los materiales aplicados a las

capacidades de deformación de los elementos (véanse también los puntos (2) y (4) del apartado 5.7 del Anejo 19 del Código Estructural).

(6) La resistencia a fatiga no necesita comprobarse en la situación sísmica de cálculo.

4.4.2.3 Condiciones de ductilidad global y local

(1) Debe comprobarse que tanto los elementos estructurales como la estructura en su conjunto poseen la ductilidad adecuada, teniendo en cuenta el aprovechamiento de la ductilidad esperado, el cual depende del sistema estructural escogido y del coeficiente de comportamiento.

(2) Deben satisfacerse los requisitos específicos relacionados con los materiales que se definen en los capítulos 5 a 9 incluyendo, cuando se indique, las disposiciones del dimensionamiento por capacidad, a fin de obtener la jerarquía de resistencia de los diferentes componentes estructurales necesaria para asegurar la configuración de rótulas plásticas pretendida, y para evitar los modos de rotura frágiles.

(3) En edificios de varias plantas debe prevenirse la formación de un mecanismo plástico de piso blando, ya que tal mecanismo puede requerir excesivas demandas de ductilidad local en los pilares de piso blando.

(4) A menos que se especifique otra cosa en los capítulos 5 a 8, para satisfacer los requisitos del punto (3) en los edificios de pórticos con dos o más plantas, incluyendo los de pórticos equivalentes tal como se definen en el punto (1) del apartado 5.1.2, deberá cumplirse la siguiente condición en todos los nudos intersección de las vigas sísmicas primarias o secundarias con los pilares sísmicos primarios:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (4.29)$$

Donde

$\sum M_{Rc}$ es la suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de los pilares que confluyen en el nudo. En la ecuación (4.29) deberá usarse el valor mínimo de los momentos resistentes de los pilares, dentro del rango de las fuerzas axiales de los pilares para la situación sísmica de cálculo;

$\sum M_{Rb}$ es la suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de las vigas que confluyen en la unión. Cuando se usan uniones de resistencia parcial, se tienen en cuenta los momentos resistentes de estas uniones para el cálculo de $\sum M_{Rb}$.

NOTA Una interpretación rigurosa de la ecuación (4.29) requiere el cálculo de los momentos en el centro del nudo. Estos momentos corresponden al desarrollo de los valores de cálculo de los momentos resistentes de los pilares o vigas en las caras exteriores del nudo, más un incremento apropiado debido a los esfuerzos cortantes aplicados en las caras de unión. Sin embargo, la pérdida de precisión es mínima y la simplificación alcanzada es considerable si se desprecia el aumento debido al cortante. Esta aproximación es considerada pues aceptable.

(5) La ecuación (4.29) deberá satisfacerse en dos planos verticales ortogonales de curvatura, los cuales, en edificios dispuestos en dos direcciones ortogonales, se definen por estas dos direcciones. Deberá satisfacerse para los dos sentidos (positivo y negativo) de la acción de los momentos de las vigas alrededor del nudo, con los momentos de los pilares oponiéndose siempre a los momentos de las vigas. Si el sistema estructural es un pórtico o un pórtico equivalente en sólo una de las dos direcciones horizontales principales del sistema estructural, entonces, la ecuación (4.29) deberá satisfacerse justo en el plano vertical que contiene dicha dirección.

(6) Las reglas de los puntos (4) y (5) de este apartado no se aplican a la planta superior de los edificios de varias plantas.

(7) En los capítulos **5** a **7** se dan reglas de dimensionamiento por capacidad para evitar modos de rotura frágil.

(8) Se considera que se cumplen los requisitos de los puntos **(1)** y **(2)** si se satisfacen todas las condiciones siguientes:

- a) los mecanismos plásticos obtenidos mediante el análisis por empujes incrementales son satisfactorios;
- b) las demandas de deformación y de ductilidad global, por plantas y local, obtenidas a partir de los análisis por empujes incrementales (con diferentes distribuciones de carga lateral) no superan las correspondientes capacidades;
- c) los elementos frágiles permanecen en el dominio elástico.

4.4.2.4 Condición de equilibrio

(1) La estructura del edificio debe ser estable, incluyendo la estabilidad al vuelco y el deslizamiento, en la situación sísmica de cálculo especificada en el apartado **6.4.3.4** del Anejo 18 del Código Estructural.

(2) En casos especiales el equilibrio puede comprobarse mediante métodos de balance de energía o mediante métodos que tengan en cuenta las no linealidades geométricas, con la acción sísmica definida tal como se describe en el apartado **3.2.3.1**.

4.4.2.5 Resistencia de los diafragmas horizontales

(1) Los diafragmas y las triangulaciones diagonales dispuestas en planos horizontales deben poder transmitir, con una reserva de resistencia suficiente, los efectos de la acción sísmica de cálculo a los sistemas resistentes de carga lateral a los que están unidos.

(2) El requisito del punto (1) de este apartado se considera satisfecho si para las comprobaciones de resistencia relevantes, los efectos en el diafragma de la acción sísmica obtenidos en el análisis se multiplican por un coeficiente de reserva de resistencia, γ_d . El valor de γ_d para modos frágiles de rotura, tal como para el esfuerzo cortante en diafragmas de hormigón, es 1,3, y para modos de rotura dúctiles es 1,1.

(3) En el apartado **5.10** se dan disposiciones de dimensionamiento para diafragmas de hormigón.

4.4.2.6 Resistencia de las cimentaciones

(1) El sistema de cimentación debe cumplir con la reglamentación específica vigente y con los requisitos del capítulo 5 del Anejo 5.

(2) Los efectos de la acción sobre los elementos de la cimentación deben obtenerse en base a consideraciones de dimensionamiento por capacidad, teniendo en cuenta el desarrollo de posibles reservas de resistencia, pero no es necesario que estos efectos sobrepasen los correspondientes a la respuesta de la estructura en la situación sísmica de cálculo, inherentes a la hipótesis de un comportamiento elástico ($q = 1,0$).

(3) Si los efectos sobre la cimentación se han determinado utilizando el coeficiente de comportamiento q aplicado a las estructuras poco disipativas (véase el punto (2) del apartado 2.2.2) no se requiere ningún diseño por capacidad conforme al punto (2).

(4) El punto (2) de este apartado se considera satisfecho para cimentaciones de elementos verticales aislados (muros o pilares) si los valores de cálculo de los efectos de la acción E_{Fd} sobre las cimentaciones se deducen como sigue:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (4.30)$$

Donde

γ_{Rd} es el coeficiente de reserva de resistencia, tomado igual a 1,0 para $q \leq 3$, o igual a 1,2 en los demás casos;

$E_{F,G}$ es el efecto de las acciones no sísmicas, incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo (véase 6.4.3.4 del Anejo 18 del Código Estructural);

$E_{F,E}$ es el efecto de la acción obtenido a partir de la acción sísmica de cálculo; y donde

Ω es el valor de $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ de la zona disipativa o del elemento i de la estructura que tiene la mayor influencia sobre el efecto E_F que se considera;

R_{di} es el valor de cálculo de la resistencia de la zona o del elemento i ; y

E_{di} es el valor de cálculo del efecto de la acción sobre la zona o elemento i , para la situación sísmica de cálculo.

(5) Para las cimentaciones de los muros estructurales o de los pilares de los pórticos resistentes a flexión, Ω es el valor mínimo del cociente M_{Rd}/M_{Ed} en las dos direcciones ortogonales principales, en la sección transversal más baja donde puede formarse una rótula plástica en el elemento vertical, en la situación sísmica de cálculo.

(6) Para las cimentaciones de pilares de pórticos con triangulaciones centradas, Ω es el valor mínimo de la razón $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ en todas las diagonales a tensión del pórtico triangulado (véase el punto (1) del apartado 6.7.4).

(7) Para cimentaciones de pilares de pórticos con triangulaciones descentradas, Ω es el mínimo de los siguientes dos valores: el valor mínimo del cociente $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$ de todos los tramos cortos de disipación de energía sísmica, y el valor mínimo del cociente $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$ de todos los acoplamientos intermedios y largos del pórtico triangulado (véase el punto (1) del apartado 6.8.3).

(8) Para las cimentaciones corrientes de más de un elemento vertical (vigas de cimentación, zapatas corridas, muros de cimentación etc.), se considera satisfecho el punto (2) si el valor de Ω utilizado en la ecuación (4.30) se obtiene del elemento vertical con el mayor esfuerzo cortante horizontal en la situación sísmica de cálculo o, como alternativa, si en la ecuación (4.30) se toma el valor $\Omega = 1$ con el valor del coeficiente de reserva de resistencia γ_{Rd} aumentado a 1,4.

4.4.2.7 Condición de junta sísmica

(1) Los edificios deben estar protegidos frente los choques con las estructuras colindantes, o entre las unidades estructuralmente independientes del mismo edificio, producidos por un terremoto.

(2) El punto (1) se considera satisfecho:

- a) para edificios, o unidades estructuralmente independientes que no pertenecen a la misma propiedad, si la distancia del límite de la propiedad a los puntos potenciales de impacto no es menor que el desplazamiento horizontal máximo del edificio al nivel correspondiente, calculado de acuerdo con la ecuación (4.23);
- b) para edificios, o unidades estructuralmente independientes pertenecientes a la misma parcela constructiva, si la distancia entre ellos no es menor que la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los máximos desplazamientos horizontales de los dos edificios o unidades al nivel correspondiente, calculada de acuerdo con la ecuación (4.23).

(3) Si las alturas de las plantas del edificio o de las unidades independientes que se calculan son las mismas que las del edificio o unidad colindante, la distancia mínima antes especificada puede reducirse mediante un coeficiente de 0,7.

4.4.3 Limitación de daño

4.4.3.1 Generalidades

(1) El "requisito de limitación de daño" se considera que se ha satisfecho si, ante una acción sísmica con probabilidad de ocurrencia mayor que la acción sísmica de cálculo correspondiente al "requisito de no colapso" conforme con los puntos (1) del apartado 2.1 y (3) del apartado 3.2.1, los desplomes entre plantas se limitan conforme al apartado 4.4.3.2.

(2) En el caso de edificios importantes para la protección civil o que contengan equipamientos sensibles, podrían requerirse comprobaciones complementarias de limitación de daño.

4.4.3.2 Limitación del desplome entre plantas

(1) A menos que se especifique lo contrario en los capítulos 5 a 9, deben observarse los siguientes límites:

- a) para edificios que tengan elementos no estructurales de materiales frágiles unidos a la estructura:

$$d_r v \leq 0,005 h \quad (4.31)$$

- b) para edificios que tengan elementos no estructurales dúctiles

$$d_r v \leq 0,0075 h \quad (4.32)$$

- c) para edificios que tengan elementos no estructurales unidos de forma que no interfieran con las deformaciones estructurales o que carezcan de elementos no estructurales:

$$d_r v \leq 0,010 h \quad (4.33)$$

Donde

- d_r es el valor de cálculo del desplome entre plantas, tal como se define en el punto **(2)** del apartado **4.4.2.2**;
- h es la altura de la planta;
- ν es el coeficiente de reducción que considera el menor periodo de retorno de la acción sísmica asociada con el requisito de limitación de daño.

(2) El coeficiente de reducción ν puede también depender de la clase de importancia del edificio. Para su uso, se encuentra implícita la hipótesis de que el espectro de respuesta elástica de la acción sísmica bajo la cual deberá satisfacerse el "requisito de limitación de daño" (véase el punto **(1)** del apartado **3.2.2.1**) tiene la misma forma que el espectro de respuesta elástica de la acción sísmica de cálculo correspondiente al "requisito de no colapso" de acuerdo con los puntos **(1)** del apartado **2.1** y **(3)** del apartado **3.2.1**.

Los valores de ν son 0,4 para las clases de importancia III y IV y $\nu = 0,5$ para las clases de importancia I y II.

5 Reglas específicas para edificios de hormigón

5.1 Generalidades

5.1.1 Objeto y campo de aplicación

- (1) El capítulo 5 se aplica al proyecto de edificios de hormigón armado en regiones sísmicas, llamados de ahora en adelante edificios de hormigón. Se tratan tanto los edificios hormigonados in-situ como los prefabricados.
- (2) Los forjados reticulares o losas planas sobre pilares aislados, y los pórticos de hormigón con vigas planas (entendidas como aquellas en que el ancho de la viga b_w , sea mayor que el ancho del pilar b_c medido perpendicularmente al eje de la viga) sólo pueden emplearse como parte del sistema resistente a la acción sísmica (elementos sísmicos primarios) en zonas clasificadas de sismicidad baja. Las vigas planas deben cumplir en todo caso que $b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\}$, donde h_w es el canto de la viga.
- (3) Para el proyecto de edificios de hormigón se aplica lo recogido en el Anejo 19 del Código Estructural. Las siguientes reglas son complementarias a las indicadas en dicha reglamentación.

5.1.2 Términos y definiciones

- (1) Los siguientes términos se usan en el capítulo 5 con los siguientes significados:

zona crítica:

Región de un elemento sísmico primario donde se produce la combinación más desfavorable de los efectos (M, N, V, T) de las acciones y donde se pueden formar las rótulas plásticas.

NOTA En edificios de hormigón, las zonas críticas son zonas disipativas. La longitud de la zona crítica se define para cada elemento estructural en el apartado correspondiente de este capítulo.

viga:

Elemento estructural sujeto principalmente a cargas transversales y al valor de cálculo del esfuerzo axil reducido de $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ no mayor de 0,1 (compresión positiva).

NOTA En general, las vigas son horizontales.

pilar:

Elemento estructural que soporta cargas gravitatorias por compresión axil o está sometido a un esfuerzo axil reducido de cálculo de $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ mayor de 0,1.

NOTA En general, los pilares son verticales.

muro:

Elemento estructural que soporta otros elementos y con una sección transversal en planta de proporción entre longitud y espesor, l_w/b_w , mayor de 4.

muro dúctil:

Muro fijo en su base, de tal forma que se evita la rotación relativa de la base respecto al resto del sistema estructural, y que se proyecta y detalla para disipar energía mediante una zona de rótula plástica a flexión libre de aberturas o perforaciones grandes, justo encima de su base.

muro de grandes dimensiones ligeramente armado:

Muro de grandes dimensiones transversales, esto es, cuya longitud l_w sea, al menos, igual a 4,0 m o a los dos tercios de su altura h_w , cualquiera que sea menor, por lo que se espera que presente una fisuración limitada y un comportamiento frágil e inelástico limitado en la situación sísmica de cálculo

NOTA Este tipo de muros está pensado para transformar la energía sísmica en energía potencial, mediante la elevación transitoria (descalce) de masas estructurales, y en energía disipada en el terreno, mediante rotación como sólido rígido, etc. Debido a sus dimensiones, o a su falta de fijación en la base, o al empotramiento con muros transversales de grandes dimensiones que evitan la formación de rótulas plásticas en la base, no pueden proyectarse eficazmente para la disipación de energía mediante rótulos plásticos en la base.

muro acoplado:

Elemento estructural compuesto de dos o más muros sencillos conectados de forma regular por vigas de adecuada ductilidad ("vigas acopladas"), capaces de reducir al menos en un 25% la suma de los momentos flectores en la base de los muros, si éstos trabajasen separadamente.

sistema de pantallas:

Sistema estructural en el que las cargas verticales y laterales se resisten por muros estructurales verticales, aislados o acoplados, cuya resistencia a cortante en la base del edificio es superior al 65% de la resistencia a cortante total de todo el sistema estructural

NOTA 1 En esta definición, y en las que siguen, el porcentaje de resistencia a cortante puede sustituirse por el porcentaje de esfuerzo cortante en la situación sísmica de cálculo.

NOTA 2 Si la mayor parte de la resistencia a cortante de los muros del sistema es proporcionada por muros acoplados, el sistema puede considerarse como un sistema de muros acoplados.

sistema de pórticos:

Sistema estructural en el que tanto las cargas verticales como las laterales se resisten por pórticos espaciales cuya resistencia a cortante en la base del edificio es superior al 65% de la resistencia a cortante total del sistema estructural total.

sistema dual:

Sistema estructural en el que las cargas verticales se soportan principalmente por pórticos espaciales y las laterales se resisten en parte por el sistema de pórticos y en parte por muros estructurales, aislados o acoplados.

sistema dual equivalente a pórtico:

Sistema dual en el que la resistencia a cortante del sistema de pórticos en la base del edificio es superior al 50% de la resistencia a cortante total de todo el sistema estructural.

sistema dual equivalente a muro:

Sistema dual en el que la resistencia a cortante de los muros en la base del edificio es superior al 50% de la resistencia sísmica total de todo el sistema estructural.

sistema flexible a torsión (o sistema núcleo):

Sistema dual o de muros que carece de una rigidez a torsión mínima (véase los puntos (4) y (6) del apartado 5.2.2.1).

NOTA 1 Un ejemplo de esto es un sistema estructural compuesto de pórticos flexibles combinados con muros concentrados cerca del centro del edificio en planta.

NOTA 2 Esta definición no se aplica a los sistemas que constan de varios muros muy perforados alrededor de instalaciones y servicios verticales. Para estos sistemas se deberá elegir la definición más apropiada de la configuración estructural global en cada caso.

sistemas de péndulo invertido:

Sistema en el que el 50% o más de su masa se localiza en el tercio superior de la altura de la estructura, o en el que la disipación de energía tiene lugar principalmente en la base de un elemento aislado del edificio.

NOTA Los pórticos de una planta con los extremos superiores de los pilares conectados a lo largo de las dos direcciones principales del edificio y donde el valor de la carga axil reducida del pilar, v_a , no supera 0,3, no pertenecen a esta categoría.

5.2 Principios de dimensionamiento

5.2.1 Capacidad de disipación de energía y clases de ductilidad

(1) El proyecto de edificios sismorresistentes de hormigón debe proporcionar una adecuada capacidad de disipación de energía sin reducir de forma sustancial su resistencia global frente a cargas verticales y horizontales. Para ello, se aplican los criterios y requisitos del capítulo 2. En la situación sísmica de cálculo, se debe proporcionar una resistencia adecuada de todos los elementos estructurales, y las demandas de deformación no lineal en las zonas críticas deberán ser proporcionales a la ductilidad global supuesta en los cálculos.

(2) Como alternativa, los edificios de hormigón se pueden dimensionar para baja capacidad de disipación y baja ductilidad, aplicando sólo las reglas del Anejo 19 del Código Estructural para la situación sísmica de cálculo y sin considerar las disposiciones específicas indicadas en este capítulo, siempre y cuando se cumplan los requisitos establecidos en el apartado 5.3. En el caso de edificios sin aislamiento de la base (véase el capítulo 10), el dimensionamiento mediante esta alternativa, llamada clase de ductilidad L o baja (low), se recomienda sólo en casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1).

(3) Los edificios sismorresistentes de hormigón en los que no se aplica el punto (2) se deben dimensionar de forma que presenten una capacidad de disipación de energía y un comportamiento dúctil global. Se asegura un comportamiento dúctil global si la demanda de ductilidad se extiende sobre un gran número de elementos y a localizaciones en todos los niveles de la estructura. Para ello, los modos de rotura dúctiles (por ejemplo, flexión) deberán preceder a los frágiles (por ejemplo, cortante) con una fiabilidad suficiente.

(4) Los edificios de hormigón diseñados según el punto (3) se clasifican en dos clases de ductilidad: DCM [clase de ductilidad M o media (*medium*)] y DCH [clase de ductilidad H o alta (*high*)], dependiendo de su capacidad de disipación por histéresis. Ambas clases corresponden a edificios diseñados, dimensionados y detallados de acuerdo con disposiciones de sismorresistencia específicas, permitiendo a la estructura desarrollar mecanismos estables asociados a una alta disipación histerética de energía bajo cargas alternativas repetidas, sin sufrir roturas frágiles.

(5) Para proporcionar la cantidad de ductilidad adecuada en las clases de ductilidad M y H, se deben satisfacer las disposiciones específicas para todo elemento estructural correspondientes a cada una de las clases (véanse 5.4 a 5.6). En función de las distintas ductilidades de que se dispone en cada clase, se usan diferentes valores del coeficiente de comportamiento q para cada una (véase 5.2.2.2).

No se establecen limitaciones geográficas en el uso de las clases de ductilidad M y H.

5.2.2 Tipos de estructuras y coeficientes de comportamiento

5.2.2.1 Tipos de estructuras

(1) Los edificios de hormigón deben clasificarse como pertenecientes a uno de los siguientes tipos de estructuras (véase 5.1.2), según su comportamiento bajo acciones sísmicas horizontales:

- a) sistema de pórticos;
- b) sistema dual (equivalente a pórtico o a muro);
- c) sistema de muros dúctiles (acoplados o desacoplados);
- d) sistema de muros de grandes dimensiones ligeramente armados;
- e) sistema de péndulo invertido;
- f) sistema flexible a torsión (o sistema núcleo).

(2) Excepto para aquellos clasificados como sistemas flexibles a torsión (o núcleo), los edificios de hormigón se pueden clasificar dentro de un tipo de estructura determinado para una de las direcciones horizontales y dentro de otro tipo para la otra dirección horizontal.

(3) Un sistema de muros se debe clasificar como de muros de grandes dimensiones ligeramente armados si, en la dirección horizontal relevante, está compuesto de al menos dos muros con una longitud no menor de 4,0 m o que $2 h_w/3$, tomando el menor valor, los cuales soportan colectivamente al menos el 20% de la carga gravitatoria debida a la parte superior en la situación sísmica de cálculo, y si tiene un periodo fundamental T_1 (suponiendo la base fija respecto a la rotación) menor o igual que 0,5 s. Sería suficiente tener sólo un muro que cumpliera las condiciones anteriores en alguna de las dos direcciones si se asegura que:

(a) el valor de base del coeficiente de comportamiento q_0 en dicha dirección se divide entre 1,5 respecto al valor indicado en la tabla 5.1; y

(b) hay al menos dos muros que cumplan las condiciones anteriores en la dirección ortogonal.

(4) Los cuatro primeros tipos de sistemas (es decir, sistemas de pórticos, duales y de muros de ambos tipos) deben tener una mínima rigidez de torsión que satisfaga la ecuación (4.1b) en ambas direcciones horizontales.

(5) Para sistemas de pórticos o de muros en los que los elementos verticales estén bien distribuidos en planta, el requisito del punto (4) se puede considerar satisfecho sin ninguna comprobación analítica.

(6) Los sistemas de pórticos, duales o de muros sin la rigidez de torsión mínima indicada en el punto (4) se deberán clasificar como sistemas flexibles a torsión (sistemas núcleo).

(7) Si un sistema estructural no se puede clasificar como de muros de grandes dimensiones ligeramente armados conforme al punto (3), entonces todos sus muros se deberán proyectar y detallar como muros dúctiles.

5.2.2.2 Coeficientes de comportamiento para las acciones sísmicas horizontales

(1) El valor máximo del coeficiente de comportamiento q , introducido en el punto (3) del apartado 3.2.2.5 para considerar la capacidad de disipación de energía, se debe obtener para cada dirección de cálculo como sigue:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (5.1)$$

Donde

q_0 es el valor de base del coeficiente de comportamiento, función del tipo de sistema estructural y de su regularidad en altura (véase el punto (2) de este apartado);

k_w es el coeficiente que refleja el modo de rotura predominante en sistemas estructurales con muros (véase el punto (11) de este apartado).

(2) Para edificios regulares en altura según el apartado 4.2.3.3, los valores de base de q_0 para los distintos tipos de estructuras se indican en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 - Valores de base del coeficiente de comportamiento q_0 , para sistemas regulares en altura

TIPO ESTRUCTURAL	DCM	DCH
Sistema de pórticos, dual, de muros acoplados	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Sistema de muros desacoplados	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Sistema núcleo	2,0	3,0
Sistemas de péndulo invertido	1,5	2,0

(3) Para edificios no regulares en altura, el valor q_0 se deberá reducir un 20% (véase el punto (7) del apartado 4.2.3.1 y la tabla 4.1).

(4) α_1 y α_u se definen como sigue:

α_1 es el valor por el cual se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, de manera que se alcance primero la resistencia a flexión en cualquier elemento de la estructura, mientras que el resto de las acciones de cálculo permanecen constantes;

α_u es el valor por el cual se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, de manera que se formen rótulas plásticas en un número de secciones suficiente para el desarrollo de la inestabilidad global de la estructura, mientras que el resto de acciones de cálculo permanecen constantes. El coeficiente α_u se puede obtener mediante un análisis global estático no lineal (empujes incrementales, *pushover*).

(5) Cuando el coeficiente multiplicador α_u/α_1 no se ha evaluado mediante un cálculo explícito, se pueden usar los siguientes valores aproximados para los edificios regulares en planta:

a) Sistemas de pórticos o sistemas duales equivalentes a pórtico.

- edificios de una planta: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
- varias plantas, pórticos de un vano: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;
- varias plantas, pórticos de varios vanos o estructuras duales equivalentes a pórtico: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.

b) Sistemas de muros o sistemas duales equivalentes a muro.

- sistemas de muros con sólo dos muros desacoplados por dirección horizontal: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$;

- otros sistemas de muros desacoplados: $\alpha_u/\alpha_l = 1,1$;
- sistemas duales equivalentes a muro, o sistemas de muros acoplados: $\alpha_u/\alpha_l = 1,2$.

(6) Para edificios que no son regulares en planta (véase **4.2.3.2**), el valor aproximado de α_u/α_l que se puede usar -cuando no se han realizado los cálculos pertinentes para su evaluación- es la media de (a) 1,0 y (b) el valor indicado en el punto (5) de este apartado.

(7) Se pueden usar unos valores de α_u/α_l mayores que los indicados en los puntos (5) y (6) de este apartado, siempre que se confirmen a través de un análisis global estático no lineal (empujes incrementales).

(8) El valor máximo de α_u/α_l que se puede usar en el cálculo es 1,5, incluso si el análisis mencionado en el punto (7) de este apartado da como resultado valores mayores.

(9) El valor de q_0 indicado para sistemas de péndulo invertido se puede aumentar, siempre que se asegure una mayor capacidad de disipación de energía en la zona crítica de la estructura.

(10) Para otros casos, no se permite aumentar los valores de q_0 .

(11) El coeficiente k_w , que refleja el modo de fractura predominante en sistemas estructurales con muros, se debe tomar como sigue:

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \text{ para sistemas de pórticos y sistemas duales equivalentes a pórtico} \\ (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1, \text{ pero no menor de } 0,5, \text{ para sistemas de muros, sistemas} \\ \text{equivalentes a muro y sistemas flexibles a torsión (sistemas núcleo)} \end{array} \right\} \quad (5.2)$$

donde α_0 es la relación de aspecto predominante de los muros del sistema estructural.

(12) Si las relaciones de aspecto h_{wi}/l_{wi} de todos los muros i de un sistema estructural no difieren de forma significativa, la relación de aspecto predominante α_0 se puede calcular de la siguiente manera:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (5.3)$$

Donde

h_{wi} es la altura del muro i ; y

l_{wi} es la longitud de la sección del muro i .

(13) En los sistemas de muros de grandes dimensiones ligeramente armados no puede confiarse en la disipación de energía mediante rótulas plásticas, por lo que se deberán dimensionar como estructuras pertenecientes a la clase de ductilidad DCM.

5.2.3 Criterios de dimensionamiento

5.2.3.1 Generalidades

- (1) Los principios de dimensionamiento descritos en el apartado **5.2.1** y en el capítulo **2** se deben aplicar a los elementos estructurales sismorresistentes de los edificios de hormigón según se especifica en los apartados **5.2.3.2** a **5.2.3.7**.
- (2) Los criterios de dimensionamiento indicados en los apartados **5.2.3.2** a **5.2.3.7** se consideran satisfechos si se cumplen las condiciones que se indican en los apartados **5.4** a **5.7**.

5.2.3.2 Condición de resistencia local

- (1) Todas las zonas críticas de la estructura deben cumplir los requisitos indicados en el punto **(1)** del apartado **4.4.2.2**.

5.2.3.3 Criterio de dimensionamiento por capacidad

- (1) Se deben evitar los mecanismos de rotura frágil o de cualquier otro tipo no deseado (por ejemplo, la concentración de rótulas plásticas en edificios de una o varias plantas, la rotura por esfuerzo cortante de los elementos estructurales, la rotura de las uniones entre viga y pilar, la plastificación en cimentaciones o en cualquier otro elemento que deba permanecer elástico), calculando los efectos de las acciones de cálculo en las zonas seleccionadas a partir de las condiciones de equilibrio, suponiendo que las rótulas plásticas y los sobreesfuerzos que puedan aparecer debidos a ellas se han formado en las zonas adyacentes.
- (2) Los pilares sismorresistentes de estructuras de hormigón de pórticos o equivalentes a pórtico deberán satisfacer los requisitos de dimensionamiento por capacidad indicados en el punto **(4)** del apartado **4.4.2.3**, con las siguientes excepciones:
 - a) en pórticos planos con, al menos, cuatro pilares de aproximadamente igual sección transversal, no es necesario que se satisfaga la condición (4.29) en todos los pilares, sino simplemente en tres de cada cuatro.
 - b) en la planta inferior de edificios de dos plantas, si el valor de la carga axil reducida v_d no supera 0,3 en ningún pilar.
- (3) La armadura de forjado paralela a la viga situada dentro de la anchura eficaz del ala especificada en el punto **(3)** del apartado **5.4.3.1.1**, deberá suponerse que contribuye a las capacidades de flexión de la viga que intervienen en el cálculo de ΣM_{Rb} en la ecuación (4.29), si esta armadura está anclada más allá de la sección de la viga en la cara del nudo.

5.2.3.4 Condición de ductilidad local

- (1) Para alcanzar la ductilidad global necesaria de la estructura, las zonas donde se puedan formar rótulas plásticas, zonas que se definen a continuación para cada tipo de elemento de un edificio, deben tener una gran capacidad de rotación plástica.
- (2) El punto **(1)** se considera satisfecho en las condiciones siguientes:
 - a) se dispone de una ductilidad suficiente frente a curvatura en todas las zonas críticas de los elementos sismorresistentes, incluidos los extremos de los pilares (dependiendo del potencial de formación de rótulas plásticas en los pilares) (véase el punto **(3)** de este apartado);

- b) el pandeo local del acero comprimido en zonas de potencial formación de rótulas plásticas de elementos sismorresistentes se ha prevenido adecuadamente. Las reglas de aplicación a considerar se indican en los apartados **5.4.3** y **5.5.3**;
- c) se han adoptado unas calidades apropiadas de acero y de hormigón para asegurar la ductilidad local, concretamente:
- el acero usado en las zonas críticas de los elementos sismorresistentes deberá tener una deformación plástica alta y uniforme (véanse los puntos **(1)** del apartado **5.3.2**, **(3)** del apartado **5.4.1.1**, y **(3)** del apartado **5.5.1.1**);
 - la relación entre tensión de rotura y límite plástico del acero que se usa en las zonas críticas de los elementos sismorresistentes deberá ser significativamente mayor que la unidad. Puede ser suficiente para satisfacer esta condición la armadura del acero conforme con los requisitos de los puntos **(1)** del apartado **5.3.2**, **(3)** del apartado **5.4.1.1** o **(3)** del apartado **5.5.1.1**, según corresponda;
 - el hormigón usado en elementos sísmicos primarios deberá poseer una adecuada resistencia a compresión y una deformación unitaria de rotura que supere, con un margen adecuado, a la deformación correspondiente a la compresión máxima. Se puede suponer que un hormigón que cumpla los requisitos de los puntos **(1)** del apartado **5.4.1.1** o **(1)** del apartado **5.5.1.1**, según corresponda, satisface estos requisitos.

(3) A menos de que se disponga de datos más precisos, y salvo que se aplique el apartado **(4)** de este apartado, se considera que se satisface el punto **(2)(a)** si el coeficiente de ductilidad en curvaturas, μ_ϕ , de esas zonas (definido como la relación entre la curvatura a un 85% del momento resistente tras la rotura y la curvatura en el límite elástico, siempre que no se superen las deformaciones unitarias límites del hormigón y del acero, ε_{cu} y $\varepsilon_{su,k}$) es al menos igual que los siguientes coeficientes:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{si } T_1 \geq T_C \quad (5.4)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C / T_1 \quad \text{si } T_1 < T_C \quad (5.5)$$

donde q_0 es el correspondiente valor de base del coeficiente de comportamiento de la tabla 5.1 y T_1 es el periodo fundamental del edificio, ambos tomados en el plano vertical en el que se produce la flexión, y T_C es el límite superior del periodo en el tramo de aceleración constante del espectro, conforme al punto **(2)** del apartado **3.2.2.2**.

NOTA Las ecuaciones (5.4) y (5.5) están basadas en la relación entre μ_ϕ y el coeficiente de ductilidad de desplazamiento, μ_δ : $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$, que es normalmente una aproximación conservadora para elementos de hormigón, y en la siguiente relación entre μ_δ y q : $\mu_\delta = q$ si $T_1 \geq T_C$, $\mu_\delta = 1 + (q - 1) T_C / T_1$ si $T_1 < T_C$ (véase también el capítulo B5 en el Apéndice B). El valor de q_0 se usa en lugar del de q , porque q será menor que q_0 en edificios irregulares, reconociendo que se necesita una mayor resistencia lateral para protegerlos. Sin embargo, las demandas de ductilidad local pueden ser mayores que las correspondientes a los valores de q_0 , con lo que no se puede garantizar una reducción de la capacidad de ductilidad en curvaturas.

(4) En las zonas críticas de los elementos sismorresistentes con armadura longitudinal de acero tipo S según se define en los artículos 34 y 35 del Código Estructural, el coeficiente de ductilidad en curvaturas, μ_ϕ , deberá ser igual, al menos, a 1,5 veces el valor obtenido de las ecuaciones (5.4) o (5.5), cualquiera que sea la que aplique.

5.2.3.5 Hiperestaticidad de la estructura

(1) Se debe buscar un alto grado de hiperestatismo, acompañado por una capacidad de redistribución, para lograr una disipación de energía más extendida e incrementar la energía disipada total. En consecuencia, se debe asignar a los sistemas estructurales con un menor grado de hiperestaticidad unos menores coeficientes de comportamiento (véase la tabla 5.1). Se debe alcanzar la capacidad de redistribución necesaria a través de las reglas de ductilidad local indicadas en los apartados **5.4** a **5.6**.

5.2.3.6 Elementos sísmicos secundarios y resistencias

(1) Se puede designar un número limitado de elementos estructurales como elementos sísmicos secundarios, conforme al apartado **4.2.2**.

(2) Las reglas para el proyecto y los detalles constructivos de los elementos sísmicos secundarios se indican en el apartado **5.7**.

(3) Las resistencias o los efectos estabilizadores que no se hayan tenido en cuenta explícitamente en los cálculos pueden mejorar tanto la resistencia como la disipación de energía (por ejemplo, las reacciones de membrana de las losas provocadas por los descalses de los muros estructurales).

(4) Los elementos no estructurales también pueden contribuir a la disipación de la energía, siempre que estén distribuidos uniformemente por toda la estructura. De cualquier manera, se deberán tomar las medidas apropiadas para evitar posibles efectos locales adversos debidos a la interacción entre los sistemas estructurales y no estructurales (véase **5.9**).

(5) Para vanos porticados rellenos de fábrica se dan reglas especiales en los apartados **4.3.6** y **5.9**.

5.2.3.7 Medidas adicionales específicas

(1) Debido a la naturaleza aleatoria de la acción sísmica y a las incertidumbres sobre el comportamiento postelástico cíclico de las estructuras de hormigón, la incertidumbre global es sustancialmente mayor que en el caso de acciones no sísmicas. Por lo tanto, se deben tomar medidas para reducir las incertidumbres relacionadas con la configuración estructural, con el análisis, con la resistencia y con la ductilidad.

(2) Se pueden producir importantes incertidumbres sobre la resistencia debidas a errores geométricos. Para minimizarlas, se deben aplicar las reglas siguientes:

- a) se deben respetar unas dimensiones mínimas para los elementos estructurales (véanse **5.4.1.2** y **5.5.1.2**) para disminuir la sensibilidad frente a los errores geométricos;
- b) se debe limitar la relación entre la dimensión mínima y la máxima de los elementos lineales, con objeto de minimizar el riesgo de inestabilidad lateral de estos elementos (véanse el apartado **5.4.1.2** y el punto (2) del apartado **5.5.1.2.1**);
- c) se deben limitar los desplazamientos entre plantas, para disminuir los efectos $P-\Delta$ en los pilares (véanse los puntos (2) a (4) del apartado **4.4.2.2**).
- d) se debe prolongar en un porcentaje importante la armadura superior de las vigas, en sus secciones transversales extremas, a lo largo de toda la longitud de dichas vigas (véanse el punto (5) del apartado **5.4.3.1.2**, y el punto (5) del apartado **5.5.3.1.3**) a fin de considerar la incertidumbre a la hora de determinar la localización de los puntos de inflexión de las vigas;

- e) se deben tener en cuenta los cambios de signo de los momentos, no previstos por los cálculos, disponiendo una armadura mínima en las caras adecuadas de las vigas (véase **5.5.3.1.3**).
- (3) Para minimizar las incertidumbres relacionadas con la ductilidad, se deben observar las siguientes reglas:
- a) se debe dotar a cada elemento sísmico primario de una ductilidad local mínima apropiada, independientemente de la clase de ductilidad adoptada en el cálculo (véanse **5.4** y **5.5**).
 - b) se debe disponer una cuantía mínima de armadura de tracción para evitar una rotura frágil por fisuración (véanse **5.4.3** y **5.5.5**).
 - c) se debe respetar una limitación apropiada del valor de cálculo del esfuerzo axil reducido (véase el punto (3) del apartado **5.4.3.2.1**, el punto (2) del apartado **5.4.3.4.1**, el punto (3) del apartado **5.5.3.2.1** y el punto (2) del apartado **5.5.3.4.1**) para reducir las consecuencias de la pérdida del recubrimiento y para evitar grandes incertidumbres sobre las ductilidades disponibles que se produzcan para altos niveles de carga axil.

5.2.4 Comprobaciones de seguridad

- (1) Para las comprobaciones de estado límite último en hormigón estructural, los coeficientes parciales de seguridad para las propiedades del material, γ_c y γ_s , deben tener en cuenta la posible degradación de la resistencia de los materiales debida a las deformaciones cíclicas.
- (2) Cuando debido a las disposiciones de ductilidad local, la relación entre la resistencia residual después de la degradación y la resistencia inicial sea aproximadamente igual a la relación entre los valores de γ_M para las combinaciones de carga accidental y fundamental, se aplicarán en la situación sísmica de cálculo los valores de los coeficientes parciales de seguridad, γ_c y γ_s , adoptados para las situaciones de cálculo persistente y transitoria.

NOTA Los valores a asignar a los coeficientes γ_c y γ_s en las situaciones de cálculo persistente, transitoria y accidental, se pueden encontrar en el Anejo 19 del Código Estructural.

5.3 Dimensionamiento conforme al Anejo 19 del Código Estructural

5.3.1 Generalidades

- (1) Se permite emplear el dimensionamiento sísmico para la clase de ductilidad baja (DCL) siguiendo el Anejo 19 del Código Estructural sin ningún otro requisito excepto los indicados en el apartado **5.3.2**, únicamente en los casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado **3.2.1**).

5.3.2 Materiales

- (1) En elementos sísmicos primarios (véase **4.2.2**), debe usarse acero para armaduras pasivas de tipo S o SD según se define en los artículos 34 y 35 del Código Estructural.

5.3.3 Coeficiente de comportamiento

- (1) En el cálculo de acciones sísmicas se puede usar un coeficiente de comportamiento q máximo de 1,5, independientemente del tipo de sistema estructural y de la regularidad en altura.

5.4 Dimensionamiento para la clase de ductilidad media (DCM)

5.4.1 Restricciones geométricas y materiales

5.4.1.1 Materiales

- (1) En elementos sísmicos primarios no se debe usar hormigón de resistencia característica f_{ck} inferior a 25 N/mm^2 , de acuerdo con lo establecido en el artículo 33.4 del Código Estructural.
- (2) Excepto en el caso de cercos y atados transversales, en las zonas críticas de elementos sísmicos primarios sólo se deben usar redondos corrugados como acero para armaduras pasivas.
- (3) En las zonas críticas de los elementos sísmicos primarios debe usarse acero de refuerzo para armaduras pasivas de tipo S o SD según los artículos 34 y 35 del Código Estructural.
- (4) Se pueden usar mallas electrosoldadas si cumplen los requisitos especificados en los puntos (2) y (3) anteriores.

5.4.1.2 Restricciones geométricas

5.4.1.2.1 Vigas

- (1) Debe limitarse la excentricidad del eje de la viga respecto al eje del pilar con el que enlaza, a fin de lograr una transferencia eficaz de momentos cíclicos desde una viga sismorresistente primaria a un pilar.
- (2) Para cumplir el requisito del punto (1), la distancia entre los ejes de los centros de gravedad de los dos elementos deberá limitarse a menos de $b_c/4$, donde b_c es la mayor de las dimensiones de la sección transversal de los pilares normales al eje longitudinal de la viga.
- (3) Para aprovechar el efecto favorable de la compresión del pilar sobre la adherencia de las armaduras horizontales que atraviesan el nudo, la anchura b_w de una viga sismorresistente primaria debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$b_w \leq \min. \left[b_c + h_w ; 2b_c \right] \quad (5.6)$$

donde h_w es el canto de la viga y b_c ha sido definido en el punto (2) de este apartado.

5.4.1.2.2 Pilares

- (1) Las dimensiones mínimas de la sección transversal de los pilares sismorresistentes primarios no debe ser menor de 200 mm.
- (2) A menos que $\theta \leq 0,1$ (véase 4.4.2.2(2)), las dimensiones de la sección transversal de los pilares sismorresistentes primarios no deberán ser menores que:
 - la vigésima parte de la mayor distancia entre el punto de inflexión de la deformada y los extremos del pilar, para la flexión en un plano paralelo a la dimensión considerada del pilar;
 - 250 mm.

5.4.1.2.3 Muros dúctiles

- (1) El espesor del alma, b_{wo} (en metros), deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$b_{wo} \geq \max. \left[0,15, h_s / 20 \right] \quad (5.7)$$

donde h_s es la altura libre de planta en metros.

- (2) Para el espesor de elementos de contorno confinados se aplican criterios adicionales especificados en el punto (10) del apartado 5.4.3.4.2.

5.4.1.2.4 Muros de grandes dimensiones ligeramente armados

- (1) La condición dada en el punto (1) del apartado 5.4.1.2.3 se aplica también para el caso de muros de grandes dimensiones ligeramente armados.

5.4.1.2.5 Reglas específicas para vigas que soportan elementos verticales aislados

- (1) Los muros estructurales no deben estar soportados (total o parcialmente) por vigas o losas.
- (2) Para vigas sismorresistentes primarias que soporten pilares aislados, deben cumplirse las condiciones siguientes:
- a) no debe existir excentricidad entre el eje del pilar y el de la viga;
 - b) la viga debe tener, al menos, dos apoyos directos, tales como muros o pilares.

5.4.2 Efectos de la acción de cálculo

5.4.2.1 Generalidades

- (1) Excepto en el caso de muros dúctiles sismorresistentes primarios, para los que aplica el apartado 5.4.2.4, los valores de cálculo de los momentos flectores y de los esfuerzos axiles deben obtenerse del dimensionamiento de la estructura en la situación sísmica de cálculo, conforme al apartado 6.4.3.4 del Anejo 18 del Código Estructural, teniendo en cuenta, además, los efectos de segundo orden conforme al apartado 4.4.2.2 de este Anejo y los criterios de dimensionamiento por capacidad indicados en el punto (2) del apartado 5.2.3.3. Se permite una redistribución de momentos flectores conforme al Anejo 19 del Código Estructural. Los valores de cálculo de los esfuerzos cortantes de vigas, pilares, muros dúctiles y muros ligeramente armados sismorresistentes primarios se obtienen, respectivamente, conforme a los apartados 5.4.2.2, 5.4.2.3, 5.4.2.4 y 5.4.2.5 de este Anejo.

5.4.2.2 Vigas

- (1) En vigas sismorresistentes primarias, los esfuerzos cortantes de cálculo deben determinarse conforme al criterio de dimensionamiento por capacidad, en función de la situación de equilibrio de la viga bajo: a) carga transversa actuando sobre ella en la situación sísmica de cálculo; y b) momentos en el extremo $M_{i,d}$ (con $i = 1,2$ indicando los extremos de la viga), asociados a la formación de rótulas plásticas para las direcciones positiva y negativa de la carga sísmica. Se deberá suponer que las rótulas plásticas se forman en los extremos, bien de la viga, o bien (si se forman allí primero) en los elementos verticales conectados a los nudos en los que se insertan los extremos de dichas vigas (véase la figura 5.1).

(2) El punto (1) se deberá aplicar como sigue:

- en la sección extrema i , deberán calcularse dos valores de esfuerzo cortante, es decir, el máximo $V_{Ed,máx,i}$ y el mínimo $V_{Ed,min,i}$ correspondientes al valor máximo positivo y al valor máximo negativo de los momentos en el extremo $M_{i,d}$ que se pueden desarrollar en los extremos 1 y 2 de la viga;
- los momentos en el extremo $M_{i,d}$ que aparecen en los puntos (1) y (2)(a) pueden calcularse mediante:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (5.8)$$

Donde

γ_{Rd} es el coeficiente que considera la posible reserva de resistencia debida al endurecimiento por deformación del acero y que, en el caso de vigas de clase de ductilidad DCM, se puede tomar como 1,0;

$M_{Rb,i}$ es el valor de cálculo de la resistencia a flexión de la viga en su extremo i , en el sentido de momento flector sísmico bajo el sentido considerado de la acción sísmica;

$\sum M_{Rc}$ y $\sum M_{Rb}$ representan la suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de los pilares y la suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de las vigas que confluyen en el nudo, respectivamente (véase el punto (4) del apartado 4.4.2.3). El valor de $\sum M_{Rc}$ deberá corresponder a la o las fuerzas axiales del pilar en la situación sísmica de cálculo, para el sentido considerado de la acción sísmica.

- en el extremo de una viga donde ésta es soportada por otra viga, en vez de confluir en un elemento vertical, el momento en el extremo $M_{i,d}$ puede tomarse como igual al momento actuante en la sección extrema de la viga en la situación sísmica de cálculo.

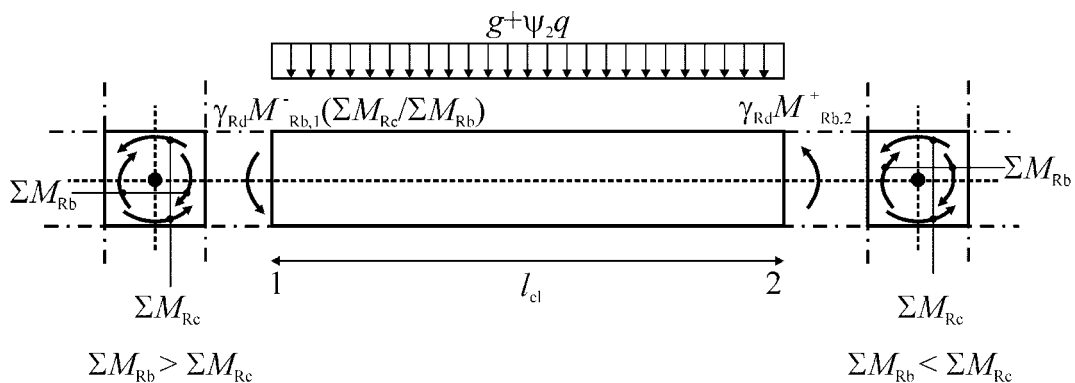


Figura 5.1 – Valores de dimensionamiento por capacidad de los esfuerzos cortantes en vigas

5.4.2.3 Pilares

- En pilares sismorresistentes primarios, los valores de cálculo de los esfuerzos cortantes deben

determinarse conforme al criterio de dimensionamiento por capacidad, en función de la situación de equilibrio del pilar bajo los momentos, en el extremo $M_{i,d}$ (con $i = 1,2$ indicando los extremos del pilar), correspondientes a la formación de rótulas plásticas para las direcciones positiva y negativa de la carga sísmica. Se deberá suponer que las rótulas plásticas se forman en los extremos de las vigas o (si se forman allí primero) en los elementos verticales conectados a los nudos en los que se insertan los extremos de dichos pilares (véase la figura 5.2).

(2) Los momentos en el extremo $M_{i,d}$ que aparecen en el apartado (1) se pueden calcular mediante:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (5.9)$$

Donde

γ_{Rd} es el coeficiente que considera la posible reserva de resistencia debida al endurecimiento por deformación del acero y al confinamiento del hormigón de la zona de compresión de la sección, que se toma como 1,1;

$M_{Rc,i}$ es el valor de cálculo del momento resistente del pilar en su extremo i , en el sentido de momento flector sísmico bajo el sentido considerado de la acción sísmica;

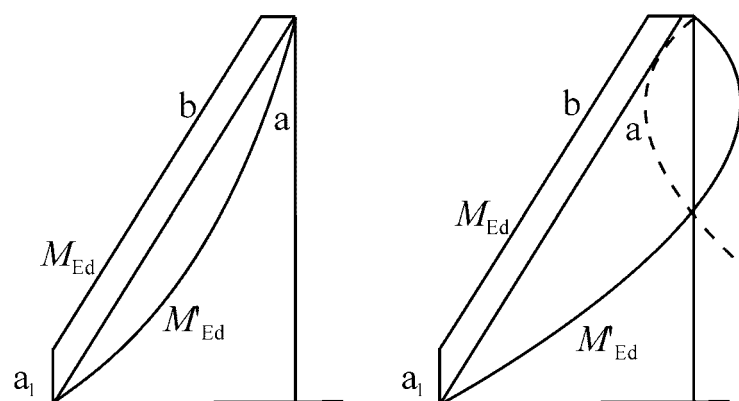
$\sum M_{Rc}$ y $\sum M_{Rb}$ se definen en el punto (2) del apartado 5.4.2.2.

(3) Los valores de $M_{Rc,i}$ y de $\sum M_{Rc}$ deberán corresponder a la(s) fuerza(s) axil(es) del pilar en la situación sísmica de cálculo para el sentido considerado de la acción sísmica.

(4) Se deben considerar las incertidumbres relativas a la distribución de momentos a lo largo de la altura de muros sismorresistentes primarios esbeltos (con una relación entre altura y longitud h_w/l_w mayor de 2,0).

(5) Los requisitos del punto (4) se pueden considerar satisfechos aplicando, independientemente del tipo de análisis usado, el siguiente procedimiento simplificado:

El diagrama de momento flector de cálculo a lo largo de la altura del muro se deberá obtener mediante una envolvente del diagrama de momento flector calculado (determinado a partir del cálculo estructural), desplazada verticalmente (traslación de las tracciones). La curva envolvente se puede suponer lineal si la estructura no muestra discontinuidades importantes de masa, rigidez o resistencia a lo largo de su altura (véase la figura 5.3). La traslación de tracciones deberá ser coherente con la inclinación de la biela tomada para la comprobación del ELU del cortante, con una posible distribución en abanico de bielas cerca de la base, y con los forjados actuando como tirantes.



Leyenda

a Diagrama de momento flector calculado mediante análisis

b Envolvente de cálculo

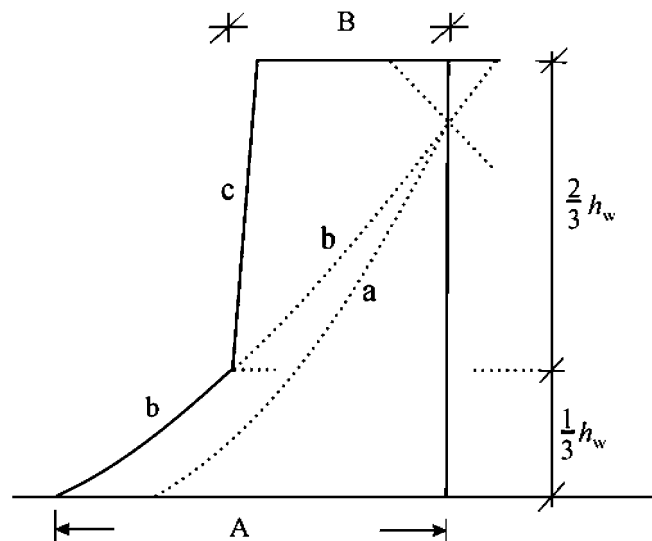
a₁ Traslación de las tracciones

**Figura 5.3 – Envolvente de cálculo para momentos flectores en muros esbeltos
(izquierda: sistemas de muros, derecha: sistemas duales)**

(6) Se deben tener en cuenta los posibles incrementos de los esfuerzos cortantes en la base del muro sismorresistente primario tras la plastificación.

(7) El requisito especificado en el punto (6) se puede considerar satisfecho si los esfuerzos cortantes se aumentan un 50% respecto a los obtenidos en el cálculo.

(8) En los sistemas duales que contengan muros esbeltos, deberá usarse la envolvente de cálculo de los momentos flectores de la figura 5.4 para tener en cuenta las incertidumbres en efectos de orden superior.



Leyenda

- a Diagrama del esfuerzo cortante calculado mediante análisis
- b Diagrama del esfuerzo cortante aumentado
- c Envolvente de cálculo
- A $V_{wall,base}$
- B $V_{wall,top} \geq V_{wall,base} / 2$

Figura 5.4 – Envolvente de cálculo de los esfuerzos cortantes en muros esbeltos de sistemas duales

5.4.2.5 Disposiciones especiales para muros de grandes dimensiones ligeramente armados

- (1) Se debe aumentar el esfuerzo cortante V'_{Ed} , obtenido del cálculo para asegurar que la plastificación a flexión precede a la formación del estado límite último de cortante.
- (2) El requisito indicado en el punto (1) de este apartado se considera satisfecho si, en cada planta del muro, el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} se obtiene a partir del esfuerzo cortante calculado en el análisis, V'_{Ed} , a través de la siguiente ecuación:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q + 1}{2} \quad (5.10)$$

- (3) Al realizar la comprobación en ELU del muro para flexión con esfuerzo axial se deben considerar los esfuerzos axiales dinámicos adicionales desarrollados en muros de grandes dimensiones debidos al despegue respecto al suelo (descalce) o a la apertura y cierre de grietas horizontales.
- (4) A menos que se disponga de resultados de cálculo más precisos, se puede tomar la componente dinámica del esfuerzo axial del muro indicada en el punto (3) como el 50% del esfuerzo axial en el muro debido a las cargas gravitatorias presentes en la situación sísmica de cálculo. Se deberá tomar esta fuerza con signo positivo o negativo, según sea más desfavorable.

(5) Si el valor del coeficiente de comportamiento, q , no supera 2,0, se puede despreciar el efecto del esfuerzo axial dinámico al que se hace referencia en los puntos (3) y (4).

5.4.3 Comprobación en ELU y detalles constructivos

5.4.3.1 Vigas

5.4.3.1.1 Resistencia a flexión y cortante

(1) Las resistencias a flexión y cortante se deberán calcular conforme al Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Las armaduras superiores en las secciones transversales extremas de las vigas sismorresistentes primarias en T o L, se deberán colocar principalmente dentro de la anchura del alma. Solo parte de esta armadura se puede colocar fuera, pero dentro de la anchura eficaz del ala b_{eff} .

(3) La anchura eficaz del ala b_{eff} se puede suponer como sigue:

- para vigas sismorresistentes primarias que confluyen en pilares exteriores, se toma como anchura eficaz del ala b_{eff} , en ausencia de vigas transversales, la anchura b_c del pilar (véase la figura 5.5 b), o igual a dicha anchura aumentada en $2 h_f$ a cada lado (véase la figura 5.5a) si existe una viga transversal de anchura similar;
- para vigas sismorresistentes primarias que confluyen en pilares interiores, las anchuras indicadas en a) se pueden aumentar en $2 h_f$ a cada lado de la viga (véase las figuras 5.5c y 5.5d).

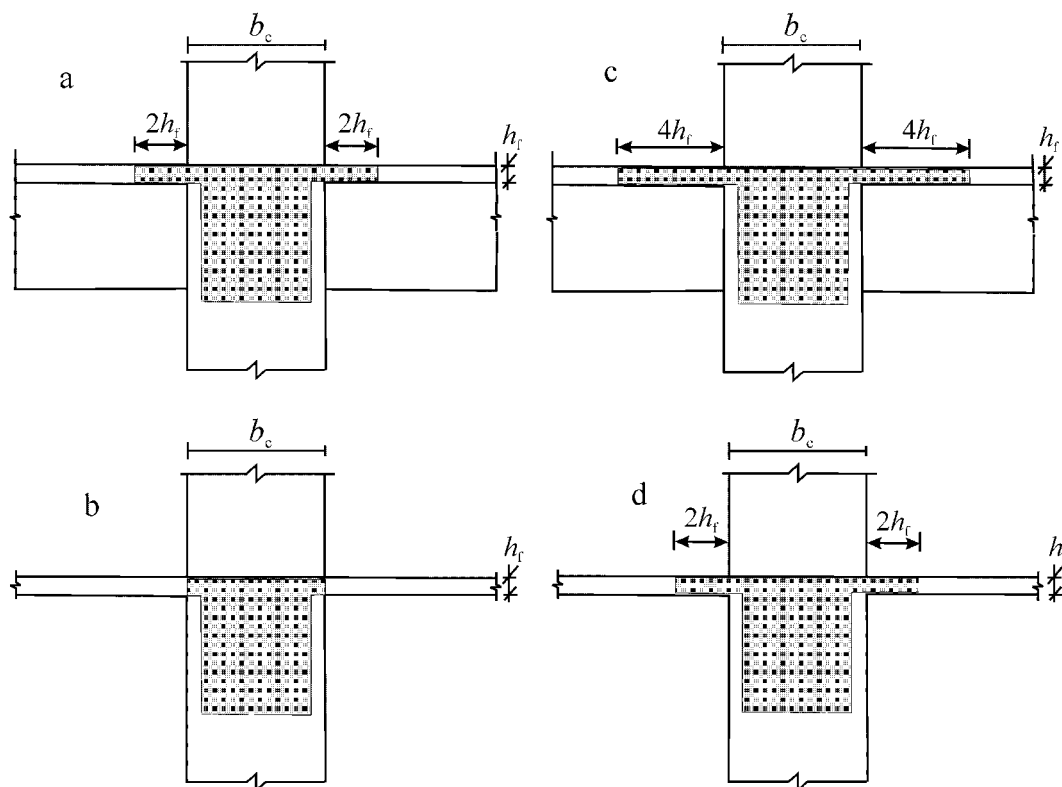


Figura 5.5 – Anchura eficaz del ala b_{eff} para vigas que confluyen en pilares

5.4.3.1.2 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

(1) Se deben considerar como zonas críticas aquellas zonas de una viga sismorresistente primaria situadas dentro de una distancia $l_{cr} = h_w$ (donde h_w es el canto de la viga) medida desde una sección extrema donde la viga se conecta a un nudo viga-pilar, así como las comprendidas dentro de la misma distancia $l_{cr} = h_i$, considerada a ambos lados de cualquier otra sección susceptible de plastificar en la situación sísmica de cálculo.

(2) En vigas sismorresistentes primarias que soporten elementos verticales discontinuos (interrumpidos), se deberán considerar como zonas críticas las zonas comprendidas dentro de una distancia $2 h_w$ medida a ambos lados del elemento vertical soportado.

(3) Para satisfacer el criterio de ductilidad local en las zonas críticas de vigas sismorresistentes primarias, el valor del coeficiente de ductilidad en curvaturas μ_ϕ debe ser, al menos, igual al indicado en el punto (3) del apartado 5.2.3.4.

(4) El requisito especificado en el punto (3) se considera satisfecho si se cumplen, en ambas alas de una viga, las condiciones siguientes:

- a) en la zona de compresión se dispone una armadura no menor que la mitad de la dispuesta en la zona de tracción, además de cualquier armadura necesaria para el equilibrio, además de la armadura de compresión necesaria para la comprobación del estado límite último en la situación sísmica de cálculo.
- b) la cuantía de la armadura de tracción ρ no supera un valor máximo $\rho_{\max}$ igual a:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.11)$$

con las cuantías de las armaduras de tracción y compresión, ρ y ρ' , normalizadas respecto a bd , siendo b la anchura del ala de compresión de la viga. Si la zona de tracción incluye una losa, la cuantía de armadura de losa paralela a la viga dentro de la anchura eficaz del ala definida en el punto (3) del apartado 5.4.3.1.1 está incluida en ρ .

(5) A lo largo de toda la viga sismorresistente primaria, la cuantía de la armadura de tracción ρ no debe ser menor que el siguiente valor mínimo $\rho_{\min}$:

$$\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (5.12)$$

(6) Dentro de las zonas críticas de vigas sismorresistentes primarias deben disponerse cercos que cumplan las condiciones siguientes:

- a) el diámetro d_{bw} de los cercos (en milímetros) no debe ser menor de 6;
- b) la separación, s , entre los cercos (en milímetros) no debe ser mayor de:

$$s = \min. \left\{ h_w / 4; 24d_{bL}; 225; 8d_{bL} \right\} \quad (5.13)$$

Donde

d_{bL} es el diámetro mínimo de la armadura longitudinal (en milímetros); y

h_w es el canto de la viga (en milímetros);

- c) el primer cerco no debe situarse a más de 50 mm del extremo de la viga (véase la figura 5.6).

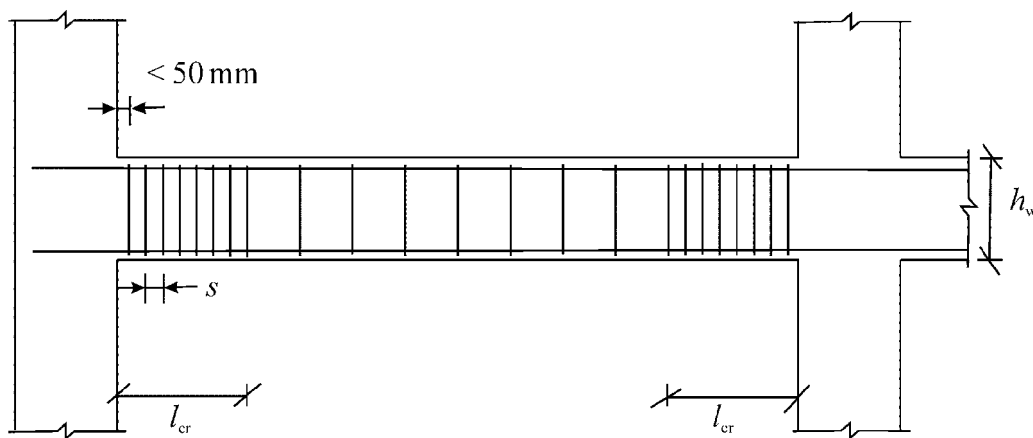


Figura 5.6 – Armadura transversal en zonas críticas de vigas

5.4.3.2 Pilares

5.4.3.2.1 Resistencias

- (1) Las resistencias a flexión y a cortante se deben calcular según el Anejo 19 del Código Estructural, usando el valor del esfuerzo axial obtenido del dimensionamiento en la situación sísmica de cálculo.
- (2) La flexión biaxial puede tenerse en cuenta de forma simplificada, realizando la comprobación de forma separada en cada dirección con la resistencia a flexión simple reducida en un 30%.
- (3) En pilares sismorresistentes primarios, el valor del esfuerzo axial reducido ν_d no debe superar 0,65.

5.4.3.2.2 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local de los pilares sismorresistentes primarios

- (1) La cuantía total de la armadura longitudinal ρ_l no debe ser menor de 0,01 ni mayor de 0,04. En secciones transversales simétricas se deberá disponer una armadura simétrica ($\rho = \rho'$).
- (2) Debe disponerse, al menos, un redondo intermedio entre los de las esquinas a lo largo de cada lado del pilar, para asegurar la integridad de las uniones entre viga y pilar.
- (3) Las zonas comprendidas dentro de una distancia l_{cr} , medida desde las dos secciones extremas de un pilar sismorresistente primario, deben considerarse zonas críticas.

(4) En ausencia de información más precisa, la longitud de la zona crítica l_{cr} (en metros) puede calcularse usando la siguiente ecuación:

$$l_{cr} = \max. \left[h_c; l_{cl} / 6; 0,45 \right] \quad (5.14)$$

Donde

h_c es la mayor dimensión transversal del pilar (en metros); y

l_{cl} es la longitud libre del pilar (en metros).

(5) Si $l_c/h_c < 3$, toda la altura del pilar sismorresistente primario debe considerarse como zona crítica y, por tanto, debe armarse como tal.

(6) En la zona crítica de la base de los pilares sismorresistentes primarios, se deberá tener un valor del coeficiente de ductilidad en curvaturas igual al menos al indicado en el punto **(3)** del apartado **5.2.3.4**.

(7) Si, para el valor especificado de μ_ϕ , se necesita una deformación unitaria última del hormigón no confinado mayor que $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ en cualquier zona de la sección transversal, se debe compensar la pérdida de resistencia debida a la pérdida del recubrimiento del hormigón mediante un confinamiento adecuado del núcleo de hormigón, considerando las propiedades del hormigón confinado indicadas en el apartado **3.1.9** del Anejo 19 del Código Estructural.

(8) Los requisitos especificados en los puntos **(6)** y **(7)** de este apartado se suponen satisfechos si:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.15)$$

Donde

ω_{wd} cuantía mecánica volumétrica de los cercos de confinamiento en las zonas críticas

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volumen de los cercos de confinamiento}}{\text{volumen del núcleo de hormigón}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

μ_ϕ es el valor requerido del coeficiente de ductilidad en curvaturas;

v_d es el valor de cálculo del esfuerzo axil reducido ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ es el valor de cálculo de la deformación unitaria del acero correspondiente al límite elástico;

h_c es el canto bruto transversal;

h_o es el canto del núcleo confinado (hasta el eje de los cercos);

b_c es la anchura bruta transversal;

b_o es la anchura del núcleo confinado (hasta el eje de los cercos)

α es el coeficiente de eficacia del confinamiento, igual a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, con:

- a) para secciones transversales rectangulares:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6 b_o h_o \quad (5.16a)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 b_o) (1 - s / 2 h_o) \quad (5.17a)$$

Donde

n es el número total de redondos longitudinales enlazados lateralmente mediante cercos o atados transversales; y

b_i es la distancia entre dos armaduras enlazadas consecutivas (véase la figura 5.7; también para b_o, h_o, s).

- b) para secciones transversales circulares con cercos circulares y un diámetro del núcleo confinado D_o (hasta el eje de los cercos):

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 D_o)^2 \quad (5.17b)$$

- c) para secciones transversales circulares con armadura de confinamiento helicoidal:

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16c)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 D_o) \quad (5.17c)$$

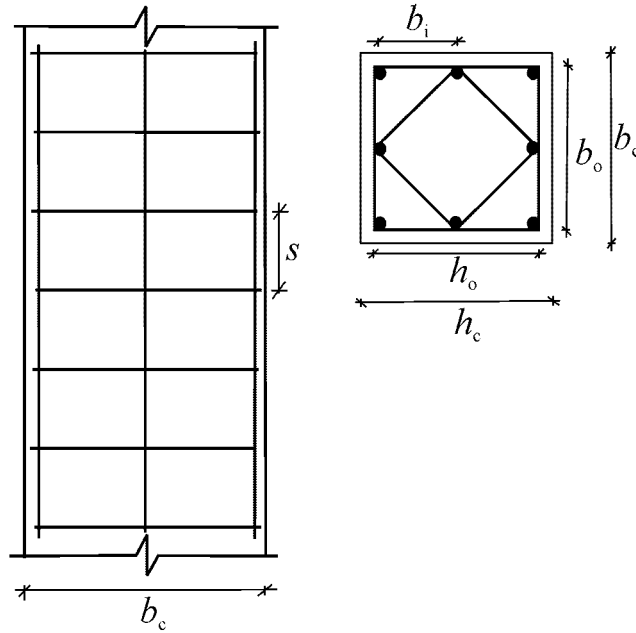


Figura 5.7 – Confinamiento del núcleo de hormigón

(9) En la zona crítica de la base de los pilares sismorresistentes primarios se deberá disponer un valor mínimo de ω_{wd} igual a 0,08.

(10) En las zonas críticas de los pilares sismorresistentes primarios, se deben disponer cercos y atados transversales de al menos 6 mm de diámetro, con una separación tal que se asegure una ductilidad mínima, y se evite el pandeo local de las armaduras longitudinales. El patrón de colocación de los cercos debe ser tal que las secciones transversales del pilar se beneficien de las condiciones de compresión triaxial producidas por dichos cercos.

(11) Las condiciones mínimas indicadas en el punto (10) se consideran satisfechas si se cumplen las condiciones siguientes:

- a) la separación, s , entre los cercos (en milímetros) no supera:

$$s = \min. \left[b_o / 2; 175; 8d_{bL} \right] \quad (5.18)$$

Donde

b_o es la dimensión mínima del núcleo de hormigón, hasta el eje de los cercos (en milímetros); y

d_{bL} es el diámetro mínimo de la armadura longitudinal (en milímetros).

- b) la distancia entre dos redondos longitudinales consecutivos enlazados por cercos o atados transversales no supera 200 mm. Además, en base a lo dispuesto en el punto (6) del apartado 9.5.3 del Anejo 19 del Código Estructural, deberá cumplirse que toda barra longitudinal quede adecuadamente sujeta por la esquina de un cerco o por un atado transversal cuando se encuentre a más de 150 mm de otra que se halle sujeta.

(12) La armadura transversal en las zonas críticas de la base de pilares sismorresistentes primarios se puede determinar según el Anejo 19 del Código Estructural, si la carga axial reducida en la situación sísmica de cálculo es menor de 0,2 y el valor del coeficiente de comportamiento q usado para el cálculo no supera 2,0.

5.4.3.3 Uniones entre viga y pilar

(1) La armadura horizontal de confinamiento en uniones de vigas sismorresistentes primarias con pilares no deberá ser menor que la especificada en los puntos (8) a (11) del apartado 5.4.3.2.2 para las zonas críticas de los pilares, con la excepción del caso indicado en el siguiente punto.

(2) Si las vigas concurren en las cuatro caras del nudo y su anchura es al menos tres cuartos de la dimensión paralela de la sección transversal del pilar, la separación de la armadura horizontal de confinamiento en el nudo puede aumentarse al doble de lo especificado en el punto (1) de este apartado, pero sin superar 150 mm.

(3) Entre las armaduras de esquina del pilar se debe disponer al menos un redondo vertical intermedio a cada lado del nudo de unión entre vigas sismorresistentes primarias y pilares.

5.4.3.4 Muros (muros pantalla) dúctiles

5.4.3.4.1 Resistencia a flexión y cortante

(1) Las resistencias a flexión y cortante deben calcularse conforme al Anejo 19 del Código Estructural, usando el valor del esfuerzo axial obtenido del cálculo en la situación sísmica de cálculo, a menos que se especifique lo contrario en los siguientes puntos.

(2) En muros sismorresistentes primarios el valor de la carga axial normalizada, v_d , no deberá superar 0,4.

(3) La armadura vertical del alma debe tenerse en cuenta en el cálculo de la resistencia a flexión de las secciones del muro.

(4) Las secciones de muros compuestos que consten de segmentos conectados o entrecruzados (secciones en L, T, U, I, o similares) deberán considerarse unidades integrales, consistentes en un alma o almas paralelas, o aproximadamente paralelas, a la dirección del esfuerzo cortante sísmico actuante, y en un ala o alas normales, o aproximadamente normales, a dicha dirección. Para calcular la resistencia a flexión, la anchura eficaz del ala a cada lado de un alma deberá suponerse que se extiende desde la cara del alma hasta una distancia mínima de:

- a) la anchura real del ala;
- b) la mitad de la distancia a un alma adyacente del muro; y
- c) el 25% de la altura total del muro por encima del nivel considerado.

5.4.3.4.2 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

(1) La altura de la zona crítica, h_{cr} , por encima (y, en su caso, por debajo) de la base del muro se puede estimar como sigue:

$$h_{cr} = \max [I_w h_w / 6] \quad (5.19a)$$

pero con:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{para } n \leq 6 \text{ plantas} \\ h_s & \text{para } n \geq 7 \text{ plantas} \end{cases} \quad (5.19b)$$

donde h_s es la altura libre de la planta, y donde la base se define como el nivel de la cimentación o del empotramiento en las plantas de sótano con diafragmas rígidos y muros perimetrales (véase el punto **(5)** del apartado **5.8.1**).

(2) En las zonas críticas de muros, se deberá disponer un valor del coeficiente de ductilidad en curvaturas, μ_ϕ , que sea al menos igual al calculado mediante las ecuaciones (5.4) y (5.5) del punto **(3)** del apartado **5.2.3.4**, donde el valor de base del coeficiente de comportamiento, q_o , en dichas ecuaciones se reemplaza por el producto de q_o veces el valor máximo de la relación M_{Ed}/M_{Rd} en la base del muro en la situación sísmica de cálculo, en las que M_{Ed} es el valor de cálculo del momento flector obtenido del análisis, y M_{Rd} es el valor de cálculo de la resistencia a flexión.

(3) A menos que se use un método más preciso, el valor de μ_ϕ especificado en el punto **(2)** de este apartado se puede lograr mediante armadura de confinamiento dentro de las zonas de borde de la sección transversal, llamadas elementos de contorno, la extensión de las cuales deberá determinarse según el punto **(6)** de este apartado. La cuantía de armadura de confinamiento se deberá calcular según los puntos **(4)** y **(5)** siguientes.

(4) En el caso de muros con secciones transversales rectangulares, la cuantía mecánica volumétrica de la armadura de confinamiento necesaria, ω_{wd} , en los elementos de contorno deberá satisfacer la ecuación siguiente, con los valores de μ_ϕ indicados en el punto **(2)** anterior:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (\nu_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.20)$$

cuyos parámetros se definen en el punto **(8)** del apartado **5.4.3.2.2**, excepto ω_v , que es la cuantía mecánica de la armadura vertical del alma ($\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$).

(5) En el caso de muros con rigidizadores o alas, o con sección compuesta de varias partes rectangulares (secciones en T, L, I, U, etc.), la cuantía mecánica volumétrica de la armadura de confinamiento en los elementos de contorno se puede determinar como sigue:

- a) el esfuerzo axial, N_{Ed} , y el área total de la armadura vertical del alma, A_{sv} , se deben normalizar a $h_c b_c f_{cd}$, donde la anchura del rigidizador o ala comprimida se toma igual a la anchura de la sección transversal b_c ($\nu_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}$). La profundidad de la fibra neutra x_u correspondiente a la situación de curvatura última después de la pérdida del recubrimiento (desconchado) del hormigón situado fuera del núcleo confinado de los elementos de contorno se puede estimar como:

$$x_u = (\nu_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (5.21)$$

donde b_o es la anchura del núcleo confinado en los elementos de contorno, rigidizadores o alas. Si el valor de x_u de la ecuación (5.21) no es mayor que el canto del rigidizador o ala después de la pérdida del recubrimiento de hormigón, la cuantía mecánica volumétrica de la armadura de confinamiento en el rigidizador o ala se determina como en el punto a) de este apartado (es decir, según la ecuación (5.20), el punto **(4)** del apartado **5.4.3.4.2** con v_d , ω_v , b_c y b_o referidos al canto del rigidizador o ala.

- b) si el valor de x_u es mayor que la anchura del rigidizador o del ala después de la pérdida del recubrimiento de hormigón, se puede seguir el método general basado en: 1) la definición del coeficiente de ductilidad en curvaturas como $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$, 2) el cálculo de ϕ_u como $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$ y de ϕ_y como $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$; 3) la sección de equilibrio para la estimación de la profundidad de la fibra neutra x_u y x_y ; y 4) los valores de la resistencia y la deformación unitaria última del hormigón confinado, $f_{ck,c}$ y $\varepsilon_{cu2,c}$ en función de la tensión lateral eficaz de confinamiento (véase el apartado **3.1.9** del Anejo 19 del Código Estructural). La armadura de confinamiento y la longitud de los muros confinados se deberán dimensionar en consecuencia.

(6) La armadura indicada en los puntos **(3)** a **(5)** de este apartado deberá extenderse verticalmente sobre la altura h_{cr} de la zona crítica, de acuerdo con lo definido en el punto **(1)** del apartado **5.4.3.4.2** y horizontalmente sobre una longitud l_c medida desde la fibra extrema de compresión del muro hasta el punto en el que el hormigón no confinado pudiera desconcharse debido a altas deformaciones unitarias por compresión. Si no se dispone de datos más precisos, la deformación de compresión unitaria última del hormigón no confinado a la cual se espera el desconchado se puede tomar igual a $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$. El elemento de contorno confinado se puede limitar hasta una distancia $x_u (1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$ desde el eje del cerco próximo a la fibra extrema de compresión, siendo x_u la profundidad de la zona de compresión confinada, correspondiente a la curvatura última estimada por equilibrio (véase la ecuación (5.21) para una anchura de la zona de compresión confinada, b_o , constante) y la deformación unitaria última del hormigón confinado, $\varepsilon_{cu2,c}$, estimada en base al apartado **3.1.9** del Anejo 19 del Código Estructural como $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd}$ (véase la figura 5.8). La longitud l_c del elemento de contorno confinado no deberá ser menor de $0,15 \cdot l_w$ o $1,50 \cdot b_w$.

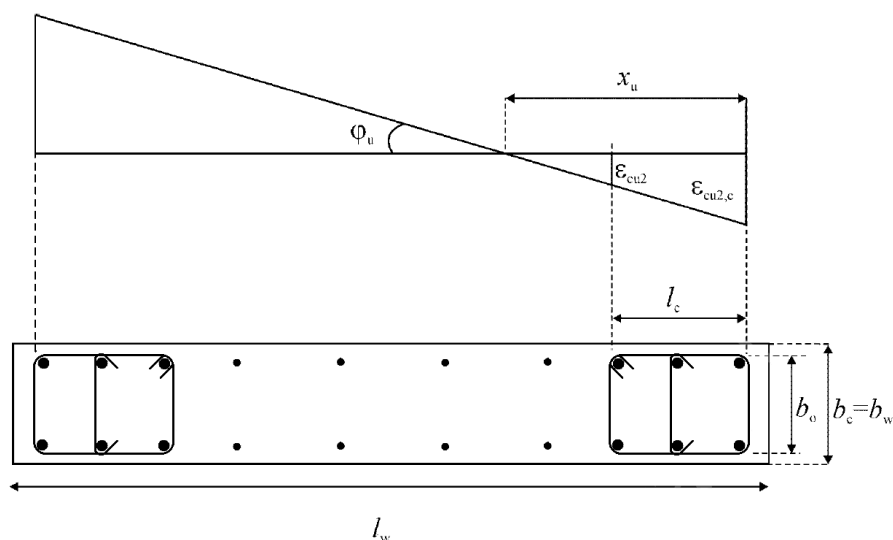


Figura 5.8 – Elemento de contorno confinado de un extremo de muro con borde libre. (Parte superior: deformaciones unitarias para la curvatura última. Parte inferior: sección transversal)

del muro; la armadura horizontal del alma no está representada en la figura)

(7) No es necesario disponer de un elemento de contorno confinado sobre alas de muro que tenga un espesor $b_f \geq h_s/15$ y anchura $l_f \geq h_s/5$, donde h_s designa la altura libre de planta (véase la figura 5.9). No obstante, los elementos de contorno confinados pueden ser necesarios en el extremo de este tipo de alas, debido a la flexión fuera de plano del muro.

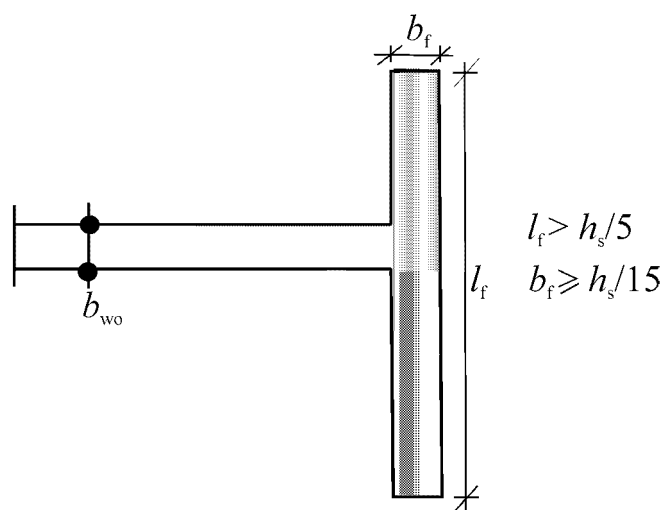


Figura 5.9 – Elementos de contorno confinados no necesarios en extremo de muros con un gran rigidizador transversal

(8) La cuantía de armadura longitudinal en los elementos de contorno no deberá ser menor de 0,005.

(9) Las disposiciones de los puntos (9) a (11) del apartado 5.4.3.2.2 se aplican también dentro de los elementos de contorno de muros. Se deberán usar cercos solapados, de forma que cualquier redondo longitudinal se enlace por un cerco o un atado transversal, empleando ganchos doblados a 135° y de longitud $10 d_{bw}$.

(10) El espesor b_w de las partes confinadas de la sección del muro (elementos de contorno) no deberá ser menor de 200 mm. Además, si su longitud no supera el mayor valor entre $2 b_w$ y $0,2 l_w$, b_w no deberá ser menor de $h_s/15$, donde h_s designa la altura libre de planta. Si dicha longitud supera el máximo valor entre $2 b_w$ y $0,2 l_w$, b_w no deberá ser menor de $h_s/10$ (véase la figura 5.10).

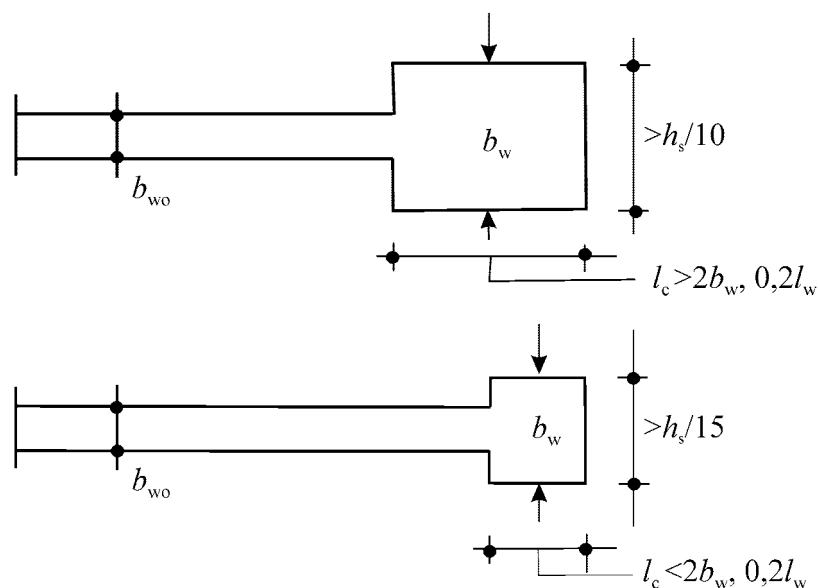


Figura 5.10 – Espesor mínimo de los elementos de contorno confinados

(11) En las zonas del muro situadas por encima de la zona crítica, sólo se aplican las reglas pertinentes del Anejo 19 del Código Estructural relativas a las armaduras vertical, horizontal y transversal. No obstante, en aquellas partes de la sección en las cuales la deformación unitaria de compresión, ε_c , sea mayor de 0,002 en la situación sísmica de cálculo, se deberá disponer una cuantía mínima para la armadura vertical de 0,005.

(12) La armadura transversal de los elementos de contorno indicada en los puntos (4) a (10) de este apartado se puede determinar considerando sólo los requisitos del Anejo 19 del Código Estructural si se cumple cualquiera de las condiciones siguientes:

- el valor de cálculo del esfuerzo axial reducido, v_d , no es mayor de 0,15; o,
- el valor de v_d no es mayor de 0,20 y el coeficiente q usado para el cálculo se ha reducido en un 15%.

5.4.3.5 Muros de grandes dimensiones ligeramente armados

5.4.3.5.1 Resistencia a flexión

(1) Se debe comprobar el ELU de flexión con esfuerzo axial suponiendo fisuración horizontal, de acuerdo con las disposiciones específicas indicadas en el Anejo 19 del Código Estructural, incluyendo la hipótesis de secciones planas.

(2) Se deben limitar las tensiones normales en el hormigón a fin de prevenir la inestabilidad fuera de plano del muro.

(3) El requisito especificado en el punto (2) de este apartado se puede satisfacer utilizando a las reglas relativas a los efectos de segundo orden indicadas en el Anejo 19 del Código Estructural, complementadas con otras reglas relativas a las tensiones normales en hormigón, si fuera necesario.

(4) Cuando se considera el esfuerzo axial dinámico de los puntos (3) y (4) del apartado 5.4.2.5 en la comprobación del ELU de flexión con esfuerzo axial, la deformación unitaria última, $\varepsilon_{cu2,c}$, del hormigón

no confinado se puede aumentar a 0,005. Puede tomarse un valor mayor para hormigón confinado, de acuerdo con el apartado **3.1.9** del Anejo 19 del Código Estructural, siempre que se considere la pérdida del recubrimiento (desconchado) del hormigón no confinado.

5.4.3.5.2 Resistencia a cortante

(1) Debido al margen de seguridad proporcionado por la mayoración de los valores de cálculo de los esfuerzos cortantes en los puntos **(1)** y **(2)** del apartado **5.4.2.5** y al hecho de que la respuesta (incluyendo la posible fisuración inclinada) está controlada respecto a la deformación, siempre que el valor de V_{Ed} indicado en el punto **(2)** del apartado **5.4.2.5** sea menor o igual que el valor de cálculo de la resistencia a cortante $V_{Rd,c}$ indicada en el apartado **6.2.2** del Anejo 19 del Código Estructural, no se requiere en el alma una cuantía mínima de armadura de cortante, $\rho_{w,min}$.

NOTA El valor de $\rho_{w,min}$ es el valor mínimo para muros indicado en el Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Siempre que no se cumpla la condición $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, se deberá calcular la armadura de cortante del alma conforme al Anejo 19 del Código Estructural en base a un modelo celosía de inclinación variable o un modelo de bielas y tirantes según sea más apropiado para la geometría particular del muro.

(3) Si se usa un modelo de bielas y tirantes, la anchura de la biela deberá tener en cuenta la presencia de aberturas, y no deberá ser mayor que el menor valor entre $0,25 l_w$ y $4 b_{wo}$.

(4) El ELU de esfuerzo cortante debido al deslizamiento en juntas de construcción horizontal deberá comprobarse conforme al apartado **6.2.5** del Anejo 19 del Código Estructural, con una longitud de anclaje de las armaduras que cruzan la interfaz que actúan como zunchos, aumentada en un 50% respecto a la requerida por el Anejo 19 del Código Estructural.

5.4.3.5.3 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

(1) Las armaduras verticales necesarias para la comprobación del ELU de flexión con esfuerzo axil, o para satisfacer cualquier requisito de armadura mínima, se deberán enlazar por un cerco o un atado transversal con diámetro no menor de 6 mm o un tercio del diámetro del redondo vertical, d_{bL} . Los cercos o atados transversales deberán tener una separación vertical no mayor que el menor valor entre 100 mm o $8 d_{bL}$.

(2) Las armaduras necesarias para la comprobación del ELU de flexión con esfuerzo axil, y coaccionados lateralmente por cercos o atados transversales conforme al punto **(1)** anterior, deberán concentrarse en elementos de contorno en los extremos de la sección transversal. Estos elementos deberán extenderse a lo largo de la longitud l_w del muro, una distancia no menor que el mayor valor entre b_w y $3 b_w \sigma_{cm} / f_{cd}$, donde σ_{cm} es el valor medio de la tensión del hormigón en la zona de compresión, en el ELU de flexión con esfuerzo axil. El diámetro de los redondos verticales no deberá ser menor de 12 mm en la planta más baja del edificio, o en cualquier planta donde la longitud l_w del muro se reduce, respecto a la de la planta de debajo, en más de un tercio de la altura de planta h_s . En todas las demás plantas, el diámetro de los redondos verticales no deberá ser menor de 10 mm.

(3) Para evitar el cambio de modo de comportamiento de uno controlado por flexión a uno controlado por cortante, la cuantía de la armadura vertical situada en la sección del muro no deberá superar innecesariamente la cantidad requerida para la comprobación del ELU de flexión con esfuerzo axil ni la requerida para la integridad del hormigón.

(4) Se deberán disponer sistemas de atado continuos de acero, horizontales o verticales: (a) a lo largo de todas las intersecciones de muros o conexiones con alas o rigidizadores; (b) a todos los niveles de forjado, y (c) alrededor de las aberturas en muros. Como mínimo, estos sistemas de atado deberán

satisfacer el apartado **9.10** del Anejo 19 del Código Estructural.

5.5 Dimensionamiento para la clase de ductilidad alta (DCH)

5.5.1 Restricciones geométricas y materiales

5.5.1.1 Materiales

- (1) En elementos sísmicos primarios no se debe usar hormigón de resistencia característica f_{ck} inferior a 25 N/mm^2 , de acuerdo con lo establecido en el artículo 33.4 del Código Estructural.
- (2) El requisito especificado en el punto **(2)** del apartado **5.4.1.1** se aplica a este apartado.
- (3) En las zonas críticas de elementos sísmicos primarios, debe usarse acero para armaduras pasivas de tipo SD según se define en los artículos 34 y 35 del Código Estructural. Además, el valor característico superior (percentil 95%) de la resistencia real correspondiente al límite elástico, $f_{yk,0,95}$, no debe superar el valor nominal en más del 25%.

5.5.1.2 Restricciones geométricas

5.5.1.2.1 Vigas

- (1) La anchura de las vigas sismorresistentes primarias no debe ser menor de 200 mm.
- (2) La relación entre anchura y altura del alma de las vigas sismorresistentes primarias debe satisfacer la ecuación (5.40b) del Anejo 19 del Código Estructural.
- (3) Se aplica el punto **(1)** del apartado **5.4.1.2.1**.
- (4) Se aplica el punto **(2)** del apartado **5.4.1.2.1**.
- (5) Se aplica el punto **(3)** del apartado **5.4.1.2.1**.

5.5.1.2.2 Pilares

- (1) La dimensión mínima de la sección de los pilares sismorresistentes primarios no debe ser menor de 250 mm.
- (2) Se aplica el punto **(1)** del apartado **5.4.1.2.2**.

5.5.1.2.3 Muros dúctiles

- (1) Las disposiciones se aplican a los muros sencillos, así como a los componentes individuales de muros sismorresistentes primarios acoplados, bajo efectos de acción en su plano, con empotramiento total y anclajes en sus bases, sobre sótanos o cimentaciones adecuadas, de manera que el muro no pueda girar en su base. A este respecto, no se permiten los muros soportados por losas o vigas (véase también **5.4.1.2.5**).
- (2) Se aplica el punto **(1)** del apartado **5.4.1.2.3**.
- (3) Se aplican los requisitos adicionales relativos al espesor de elementos de contorno confinados de muros sismorresistentes primarios, tal como se especifica en los puntos **(8)** y **(9)** del apartado **5.5.3.4.5**.

(4) En muros sismorresistentes primarios se deberán evitar las aberturas no organizadas, dispuestas de modo irregular para formar muros acoplados a menos que su influencia, bien se tenga en cuenta en el cálculo, dimensionamiento y detalles constructivos, o bien sea despreciable.

5.5.1.2.4 Reglas específicas para vigas que soportan elementos verticales discontinuos

(1) Se aplica el punto (1) del apartado 5.4.1.2.5.

(2) Se aplica el punto (2) del apartado 5.4.1.2.5.

5.5.2 Efectos de la acción de cálculo

5.5.2.1 Vigas

(1) Se aplica el punto (1) del apartado 5.4.2.1 para los valores de cálculo de los momentos flectores y esfuerzos axiales.

(2) Se aplica el punto (1) del apartado 5.4.2.2.

(3) Se aplica el punto (2) del apartado 5.4.2.2, con el valor $\gamma_{Rd} = 1,2$ en la ecuación (5.8).

5.5.2.2 Pilares

(1) Se aplica el punto (1) del apartado 5.4.2.1 (que hace referencia también a los requisitos de dimensionamiento por capacidad del punto (2) del apartado 5.2.3.3) para los valores de cálculo de los momentos flectores y esfuerzos axiales.

(2) Se aplica el punto (1) del apartado 5.4.2.3.

(3) Se aplica el punto (2) del apartado 5.4.2.3, con el valor $\gamma_{Rd} = 1,3$ en la ecuación (5.9).

(4) Se aplica el punto (3) del apartado 5.4.2.3.

5.5.2.3 Uniones entre viga y pilar

(1) El esfuerzo cortante horizontal que actúa en torno al núcleo de una unión entre vigas y pilares sismorresistentes primarios se debe determinar teniendo en cuenta las condiciones pésimas bajo carga sísmica, es decir, las condiciones de dimensionamiento por capacidad para las vigas concurrentes en el nudo y los menores valores del esfuerzo cortante compatibles en el resto de elementos concurrentes.

(2) Se pueden usar ecuaciones simplificadas para determinar el esfuerzo cortante actuante en el núcleo de hormigón de las uniones del modo siguiente:

a) para nudos viga-pilar interiores:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c \quad (5.22)$$

b) para nudos viga-pilar exteriores:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \quad (5.23)$$

Donde

A_{s1} es el área de la armadura superior de la viga;

A_{s2} es el área de la armadura inferior de la viga;

V_C es el esfuerzo cortante en el pilar por encima del nudo, obtenido del cálculo en la situación sísmica de cálculo;

γ_{Rd} es un coeficiente que representa la posible reserva de resistencia debida al endurecimiento por deformación del acero, que no deberá ser menor de 1,2.

(3) Los esfuerzos cortantes actuantes en las uniones se deben corresponder con la dirección pésima de la acción sísmica, lo que influye a la hora de escoger los valores A_{s1} , A_{s2} y V_C que se utilizan en las ecuaciones (5.22) y (5.23).

5.5.2.4 Muros dúctiles

5.5.2.4.1 Disposiciones especiales para muros esbeltos en su plano

(1) Se aplica el punto (1) del apartado 5.4.2.4.

(2) Se aplica el punto (2) del apartado 5.4.2.4.

(3) Se aplica el punto (3) del apartado 5.4.2.4.

(4) Se aplica el punto (4) del apartado 5.4.2.4.

(5) Se aplica el punto (5) del apartado 5.4.2.4.

(6) Se aplica el punto (6) del apartado 5.4.2.4.

(7) Los requisitos del punto (6) se consideran cumplidos si se aplica el siguiente procedimiento simplificado, incorporando el criterio de dimensionamiento por capacidad:

Los valores de cálculo de los esfuerzos cortantes, V_{Ed} , se deberán obtener de la ecuación:

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V_{Ed}^i \quad (5.24)$$

Donde

V_{Ed}^i es el esfuerzo cortante obtenido del cálculo;

ε es el coeficiente de mayoración, calculado a partir de la ecuación (5.25) y siendo no menor de 1,5:

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (5.25)$$

Donde

- q es el coeficiente de comportamiento usado en el cálculo;
- M_{Ed} es el valor de cálculo del momento flector en la base del muro;
- M_{Rd} es el valor de cálculo de la resistencia a flexión en la base del muro;
- γ_{Rd} es un coeficiente que representa la posible reserva de resistencia debida al endurecimiento por deformación del acero; si no se dispone de datos más precisos se puede tomar γ_{Rd} igual a 1,2;
- T_1 es el periodo fundamental de vibración del edificio en la dirección de los esfuerzos cortantes V_{Ed} ;
- T_c es el límite superior del tramo de aceleración espectral constante (véase **3.2.2**);
- $S_e(T)$ es la ordenada del espectro de respuesta elástico (véase **3.2.2**).

(8) Las disposiciones del punto (8) del apartado **5.4.2.4** se aplican a muros esbeltos de clase de ductilidad DCH.

5.5.2.4.2 Disposiciones especiales para muros bajos

(1) Para aquellos muros sismorresistentes primarios con una relación altura-longitud h_w/l_w no mayor de 2,0, no hay necesidad de modificar los momentos flectores que resultan del cálculo. También se pueden despreciar los incrementos de cortante debidos a efectos dinámicos.

(2) El esfuerzo cortante V'_{Ed} obtenido del análisis se deberá mayorar según la siguiente ecuación:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right) \cdot V'_{Ed} \leq q \cdot V'_{Ed} \quad (5.26)$$

(véase el punto (7) del apartado **5.5.2.4.1** para las definiciones y los valores de las variables).

5.5.3 Comprobación en ELU y detalles constructivos

5.5.3.1 Vigas

5.5.3.1.1 Resistencia a flexión

- (1) La resistencia a flexión debe calcularse conforme al Anejo 19 del Código Estructural.
- (2) Se aplica el punto (2) del apartado **5.4.3.1.1**.
- (3) Se aplica el punto (3) del apartado **5.4.3.1.1**.

5.5.3.1.2 Resistencia a cortante

(1) Los cálculos y comprobaciones de la resistencia a cortante se deben realizar conforme al Anejo 19 del Código Estructural, a menos que se especifique lo contrario en los puntos siguientes.

(2) En las zonas críticas de pilares sismorresistentes primarios, la inclinación θ de las bielas en un modelo de celosía debe ser 45° .

(3) Por lo que respecta a la disposición de la armadura de cortante dentro de las zonas críticas de los extremos de una viga sismorresistente primaria donde la viga se integra en el pilar se deberán diferenciar los casos siguientes, dependiendo del valor algebraico de la relación $\xi = V_{Ed,min.}/V_{Ed,max.}$ entre los valores mínimo y máximo de los esfuerzos cortantes actuantes, conforme al punto **(3)** del apartado **5.5.2.1**.

- a) Si $\xi \geq -0,5$, la resistencia a cortante proporcionada por la armadura se deberá calcular conforme al Anejo 19 del Código Estructural.
- b) Si $\xi < -0,5$, es decir, cuando se espera una inversión casi completa de esfuerzos cortantes, entonces:

$$i) \quad \text{si } |V_E|_{\max.} \leq (2 + \xi) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (5.27)$$

donde f_{ctd} es el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón, se aplica la regla a) de este punto.

- ii) si $|V_E|_{\max.}$ supera el valor límite de la ecuación (5.27), se deberá disponer armadura inclinada en dos direcciones, bien a $\pm 45^\circ$ respecto al eje de la viga, o bien a lo largo de las dos diagonales en altura de la viga, y la mitad del $|V_E|_{\max.}$ se deberá resistir por cercos y la otra mitad por armadura inclinada;

- en este caso, la comprobación se realiza mediante la condición:

$$0,5 V_{E\max.} \leq 2 A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (5.28)$$

Donde

A_s es el área de la armadura inclinada en una dirección que atraviesa el plano de deslizamiento potencial (es decir, la sección transversal extrema de la viga);

α es el ángulo entre la armadura inclinada y el eje de la viga (normalmente $\alpha = 45^\circ$, o $\tan \alpha \approx (d-d')/l_b$).

5.5.3.1.3 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

(1) Se deben considerar como zonas críticas aquellas partes de una viga sismorresistente primaria situadas dentro de una distancia $l_{cr} = 1,5 h_w$, medida desde una sección transversal extrema donde la viga se conecta a un nudo viga-pilar, así como las comprendidas dentro de la misma distancia $l_{cr} = 1,5 h_w$, considerada a ambos lados de cualquier otra sección transversal susceptible de plastificar en la situación sísmica de cálculo.

- (2) Se aplica el punto (2) del apartado 5.4.3.1.2.
- (3) Se aplica el punto (3) del apartado 5.4.3.1.2.
- (4) Se aplica el punto (4) del apartado 5.4.3.1.2.
- (5) Para cumplir las condiciones de ductilidad necesarias, se deben satisfacer las condiciones siguientes a lo largo de toda la longitud de la viga sismorresistente primaria:
 - a) se debe satisfacer el punto (5) del apartado 5.4.3.1.2;
 - b) se deben disponer al menos dos redondos de alta adherencia con $d_b = 14$ mm tanto en la cara superior como en la inferior de la viga, los cuales se prolongarán a lo largo de toda la longitud de dicha viga;
 - c) un cuarto de la sección máxima de la armadura superior sobre los apoyos se debe prolongar a lo largo de toda la longitud de la viga.
- (6) Se aplica el punto (6) del apartado 5.4.3.1.2, reemplazando la ecuación (5.13) por la siguiente:

$$s = \min. \left\{ h_w / 4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bL} \right\} \quad (5.29)$$

5.5.3.2 Pilares

5.5.3.2.1 Resistencias

- (1) Se aplica el punto (1) del apartado 5.4.3.2.1.
- (2) Se aplica el punto (2) del apartado 5.4.3.2.1.
- (3) En pilares sismorresistentes primarios, el valor del esfuerzo axil reducido ν_d no debe superar 0,55.

5.5.3.2.2 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

- (1) Se aplica el punto (1) del apartado 5.4.3.2.2.
- (2) Se aplica el punto (2) del apartado 5.4.3.2.2.
- (3) Se aplica el punto (3) del apartado 5.4.3.2.2.
- (4) En ausencia de datos más precisos, la longitud de la zona crítica l_{cr} (en metros) se puede calcular como sigue:

$$l_{cr} = \max. \left\{ 1,5h_c; l_{cl} / 6; 0,6 \right\} \quad (5.30)$$

Donde

h_c es la mayor dimensión de la sección transversal del pilar (en metros); y

l_{cl} es la longitud libre del pilar (en metros).

(5) Se aplica el punto (5) del apartado 5.4.3.2.2.

(6) Se aplica el punto (6) del apartado 5.4.3.2.2.

(7) Los detalles constructivos de las zonas críticas situadas por encima de la base del pilar deberán basarse en un valor mínimo del coeficiente de ductilidad en curvaturas, μ_ϕ (véase 5.2.3.4), obtenido del punto (3) del apartado 5.2.3.4. Si el pilar se protege frente a la aparición de rótulas plásticas por el procedimiento de dimensionamiento por capacidad del punto (4) del apartado 4.4.2.3 [es decir, se satisface la ecuación (4.29)], el valor q_o de las ecuaciones (5.4) y (5.5) se puede sustituir por 2/3 del valor de q_o que se aplica en una dirección paralela al canto transversal del pilar.

(8) Se aplica el punto (7) del apartado 5.4.3.2.2.

(9) Los requisitos de los puntos (6), (7) y (8) de este apartado se consideran satisfechos si se cumple el punto (8) del apartado 5.4.3.2.2 con los valores de μ_ϕ especificados en dichos puntos (6) y (7).

(10) El valor mínimo de ω_{wd} a disponer dentro de la zona crítica es 0,12 en la base del pilar, o 0,08 en todas las zonas críticas del pilar situadas por encima de la base.

(11) Se aplica el punto (10) del apartado 5.4.3.2.2.

(12) Las condiciones mínimas indicadas en el punto (11) se consideran satisfechas si se cumplen los siguientes requisitos:

a) el diámetro d_{bw} de los cercos es al menos igual a:

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL, \text{máx.}} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}} \quad (5.31)$$

b) la separación s de los cercos (en milímetros) no es mayor de:

$$s = \min. \left[b_o / 3; 125; 6d_{bL} \right] \quad (5.32)$$

Donde

b_o (en milímetros) es la dimensión mínima del núcleo de hormigón (interior a los cercos); y

d_{bL} es el diámetro mínimo de redondos longitudinales (en milímetros).

c) la distancia entre redondos longitudinales consecutivos enlazados por cercos o atados transversales no supera 150 mm.

(13) En las dos plantas inferiores de los edificios, se deben disponer también cercos, de acuerdo con los puntos (11) y (12) de este apartado, más allá de las zonas críticas a lo largo de una longitud adicional igual a la mitad de la longitud de dichas zonas.

(14) La cuantía de armadura longitudinal en la base del pilar de la planta inferior del edificio (es decir, donde el pilar conecta con la cimentación) no deberá ser menor que la dispuesta en la parte superior de la misma.

5.5.3.3 Uniones entre viga y pilar

(1) La compresión diagonal inducida en el nudo por el mecanismo de biela no debe superar la resistencia a compresión del hormigón en presencia de deformaciones unitarias por tracción transversal.

(2) En ausencia de un modelo más preciso, el requisito indicado en el punto (1) anterior se puede satisfacer con la ayuda de las reglas siguientes:

a) en nudos viga-pilar interiores, se deberá satisfacer la ecuación:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{\nu_d}{\eta}} b_j h_{jc} \quad (5.33)$$

Donde

$$\eta = 0,61(1 - f_{ck}/250)$$

h_{jc} es la distancia entre capas extremas de las armaduras del pilar;

b_j se define en la ecuación (5.34);

ν_d es el esfuerzo axial reducido en el pilar por encima del nudo;

f_{ck} se expresa en MPa.

b) en nudos viga-pilar exteriores:

V_{jhd} deberá ser menor del 80% del valor dado en la parte derecha de la ecuación (5.33), donde:

V_{jhd} viene definido por las ecuaciones (5.22) y (5.23), respectivamente;

y la anchura eficaz del nudo, b_j , es:

$$a) \quad \text{si } b_c > b_w : b_j = \min. \left[b_c ; (b_w + 0,5 \cdot h_c) \right] \quad (5.34a)$$

$$b) \quad \text{si } b_c < b_w : b_j = \min. \left[b_w ; (b_c + 0,5 \cdot h_c) \right] \quad (5.34b)$$

(3) Se deberá disponer un confinamiento adecuado (tanto horizontal como vertical) del nudo, a fin de limitar la tensión de tracción diagonal máxima del hormigón, máx. σ_{ct} , a f_{ctd} . En ausencia de un modelo más preciso, esta condición se puede satisfacer mediante la colocación de cercos horizontales de diámetro no menor de 6 mm dentro del nudo, de modo que:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad (5.35)$$

Donde

A_{sh} es el área total de los cercos horizontales;

V_{jhd} se define en las ecuaciones (5.22) y (5.23);

h_{jw} es la distancia entre las armaduras superior e inferior de la viga;

h_{jc} es la distancia entre las capas extremas de la armadura del pilar;

b_j se define en la ecuación (5.34);

ν_d es el valor de cálculo del esfuerzo axil reducido del pilar, por encima de la unión ($\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$);

f_{ctd} es el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón, conforme al Anejo 19 del Código Estructural.

(4) Como alternativa a la regla indicada en el punto **(3)** de este apartado, la integridad del nudo después de la fisuración diagonal se puede asegurar mediante armadura de cercos horizontales. Para ello, se deberá disponer en el nudo del área total de cercos horizontales siguiente:

a) en nudos interiores:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8 \nu_d) \quad (5.36a)$$

b) en nudos exteriores:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8 \nu_d) \quad (5.36b)$$

donde γ_{Rd} es igual a 1,2 (véase el punto **(2)** del apartado **5.5.2.3**) y el valor de cálculo del esfuerzo axil reducido, ν_d , hace referencia a la parte del pilar situada sobre el nudo, en la ecuación (5.36a), o a la parte del pilar situada bajo el nudo, en la ecuación (5.36b).

(5) Los cercos horizontales calculados según los puntos **(3)** y **(4)** de este apartado se deberán distribuir uniformemente dentro de la altura h_{jw} entre las armaduras superior e inferior de la viga. En nudos exteriores, los cercos deberán encerrar los extremos de las armaduras de la viga dobladas hacia el nudo.

(6) Se deberá disponer una armadura vertical adecuada en el pilar que pase a través del nudo, de modo que:

$$A_{sv, i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} (h_{jc} / h_{jw}) \quad (5.37)$$

donde A_{sh} es el área total de los cercos horizontales, requerida según los puntos (3) y (4) de este apartado, y $A_{sv,I}$ es el área total de los redondos intermedios colocados en las caras relevantes del pilar, entre los redondos de esquina de la misma (incluyendo los redondos que forman parte de la armadura longitudinal de los pilares).

(7) Se aplica el punto (1) del apartado 5.4.3.3.

(8) Se aplica el punto (2) del apartado 5.4.3.3.

(9) Se aplica el punto (3) del apartado 5.4.3.3.

5.5.3.4 Muros dúctiles

5.5.3.4.1 Resistencia a flexión

(1) La resistencia a flexión se debe evaluar y comprobar del mismo modo que en pilares, bajo el esfuerzo axial más desfavorable para la situación sísmica de cálculo.

(2) En muros sísmicos primarios, el valor del esfuerzo axial reducido, ν_d , no deberá superar 0,35.

5.5.3.4.2 Rotura por compresión diagonal del alma debido a esfuerzo cortante

(1) El valor de $V_{Rd,máx.}$ se puede calcular como sigue:

a) fuera de la zona crítica:

según el Anejo 19 del Código Estructural, con una longitud del brazo mecánico interno, z , igual $0,8 l_w$ y una inclinación de la biela de compresión respecto a la vertical, dada por $\tan \theta$, igual a 1,0.

b) dentro de la zona crítica:

40% del valor fuera de la zona crítica.

5.5.3.4.3 Rotura por tracción diagonal del alma debido a esfuerzo cortante

(1) El cálculo de la armadura del alma para la comprobación del ELU de cortante debe tener en cuenta el valor de la relación de cortante $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} l_w)$. Se deberá utilizar el valor máximo de α_s en una determinada planta del edificio para la comprobación del ELU de cortante de dicha planta.

(2) Si $\alpha_s \geq 2,0$, se aplican las disposiciones indicadas en los puntos (1) a (7) del apartado 6.2.3 del Anejo 19 del Código Estructural, con los valores de z y de $\tan \theta$ tomados como en el punto (1)(a) del apartado 5.5.3.4.2.

(3) Si $\alpha_s < 2,0$, se aplican las siguientes disposiciones:

a) las armaduras horizontales del alma deberán satisfacer la siguiente condición (véase el apartado 6.2.3 del Anejo 19 del Código Estructural):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \quad (5.38)$$

Donde

- ρ_h es la cuantía de armadura horizontal [$\rho_h = A_h / (b_{wo} \cdot s_h)$];
- $f_{yd,h}$ es el valor de cálculo del límite elástico de la armadura horizontal del alma;
- $V_{Rd,c}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de los elementos sin armadura de cortante.

En la zona crítica del muro, $V_{Rd,c}$ deberá ser 0 si el axil N_{Ed} es de tracción.

- b) se deberá disponer armadura vertical en el alma, anclada y con empalmes a lo largo de toda la altura del muro conforme al Anejo 19 del Código Estructural, de modo que se cumpla la condición:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min. N_{Ed} \quad (5.39)$$

Donde

- ρ_v es la cuantía de la armadura vertical [$\rho_v = A_v / (b_{wo} \cdot s_h)$];
- $f_{yd,v}$ es el valor de cálculo del límite elástico de la armadura vertical del alma;
- y donde el esfuerzo axil N_{Ed} se toma como positivo cuando es de compresión.

(4) Las armaduras horizontales de alma deberán estar completamente ancladas en los extremos de la sección del muro, dentro del nucleo confinado de los elementos de contorno, por ejemplo, mediante ganchos de 90° o 135°, o mediante prolongación recta si resulta factible.

(5) Alternativamente, se puede suponer que la armadura horizontal del alma contribuye al confinamiento de los elementos de contorno del muro, siempre que esté formada por cercos alargados, adecuadamente cerrados empleando ganchos doblados a 135° y de longitud $10 d_{bw}$, según lo dispuesto en el punto (2) del apartado 5.6.1. En todo caso, deberá cumplirse con lo establecido en el apartado 5.4.3.4.2

5.5.3.4.4 Rotura por esfuerzo cortante debido al deslizamiento

(1) En los planos de esfuerzo cortante por deslizamiento potencial de las zonas críticas (por ejemplo, en juntas de construcción) se debe cumplir la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

donde $V_{Rd,S}$ es el valor de cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante debido al deslizamiento.

(2) El valor de $V_{Rd,S}$ se puede tomar como sigue:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (5.40)$$

con

$$V_{dd} = \min. \begin{cases} 1,3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \end{cases} \quad (5.41)$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi \quad (5.42)$$

$$V_{fd} = \min. \begin{cases} \mu_f \cdot \left[\left(\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{sd} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{cases} \quad (5.43)$$

Donde

- V_{dd} es la resistencia del pasador de las armaduras verticales;
- V_{id} es la resistencia a cortante de las armaduras inclinadas (a un ángulo φ respecto al plano de deslizamiento potencial, por ejemplo, juntas de construcción);
- V_{fd} es la resistencia debida al rozamiento;
- μ_f es el coeficiente de rozamiento hormigón-hormigón bajo acciones cíclicas, que será igual a 0,6 para superficies lisas y a 0,7 para rugosas, tal y como se definen en el apartado 6.2.5 del Anejo 19 del Código Estructural;
- z es la longitud del brazo mecánico interno;
- ξ es la profundidad relativa de la fibra neutra;
- ΣA_{sj} es la suma de las áreas de las armaduras verticales del alma y de las armaduras adicionales colocadas específicamente en los elementos de contorno para proporcionar resistencia contra el deslizamiento;
- ΣA_{si} es la suma de las áreas de todas las armaduras inclinadas en las dos direcciones, para este fin se recomiendan redondos de gran diámetro;

$$\eta = 0,6 \left(1 - f_{ck} \text{ (MPa)} / 250 \right) \quad (5.44)$$

N_{Ed} se supone positivo cuando es de compresión.

(3) En el caso de muros bajos se deberá satisfacer:

- a) en la base del muro V_{id} deberá ser mayor que $V_{Ed}/2$;
- b) en niveles superiores V_{id} deberá ser mayor que $V_{Ed}/4$.

(4) Las armaduras inclinadas se deberán anclar completamente a ambos lados de las superficies potenciales de deslizamiento, y deberán cruzar todas las secciones del muro en una distancia de $0,5 \cdot l_w$ o $0,5 \cdot h_w$, la que sea menor, por encima de la sección crítica de base.

(5) Las armaduras inclinadas producen un aumento de la resistencia a flexión en la base del muro, que deberá tenerse en cuenta cuando se calcule el cortante que actúa V_{Ed} conforme al criterio de dimensionamiento por capacidad (véanse los puntos (6) y (7) del apartado 5.5.2.4.1, y el punto (2) del apartado 5.5.2.4.2). Se pueden usar dos métodos alternativos:

- a) el aumento de la resistencia a flexión ΔM_{Rd} a usar en el cálculo de V_{Ed} se puede estimar como:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \varphi \cdot l_i \quad (5.45)$$

Donde

l_i es la distancia entre los ejes de los dos grupos de armaduras oblicuas, situadas a un ángulo de $\pm \varphi$ respecto al plano de deslizamiento potencial, medido en la sección de la base;

y el resto de símbolos son los mismos que los de la ecuación (5.42).

- b) se puede calcular un cortante actuante V_{Ed} sin tener en cuenta el efecto de las armaduras inclinadas. En la ecuación (5.42), V_{id} se toma como la resistencia neta a cortante de las armaduras inclinadas (es decir, la resistencia real a cortante, reducida por el aumento del cortante actuante). Dicha resistencia neta a cortante de las armaduras inclinadas respecto al deslizamiento se puede estimar como:

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \left[\cos \varphi - 0,5 \cdot l_i \cdot \sin \varphi / (\alpha_s \cdot l_w) \right] \quad (5.46)$$

5.5.3.4.5 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

- (1) Se aplica el punto (1) del apartado 5.4.3.4.2.
- (2) Se aplica el punto (2) del apartado 5.4.3.4.2.
- (3) Se aplica el punto (3) del apartado 5.4.3.4.2.
- (4) Se aplica el punto (4) del apartado 5.4.3.4.2.
- (5) Se aplica el punto (5) del apartado 5.4.3.4.2.
- (6) Se aplica el punto (6) del apartado 5.4.3.4.2.
- (7) Se aplica el punto (8) del apartado 5.4.3.4.2.
- (8) Se aplica el punto (10) del apartado 5.4.3.4.2.
- (9) Si el muro está conectado a un ala con espesor $b_f \geq h_s / 15$ y anchura $l_f \geq h_s / 5$ (donde h_s designa

la altura libre de la planta), y el elemento de contorno confinado necesita extenderse más allá del ala hacia el interior del alma, una longitud adicional de hasta $3b_w$, entonces el espesor b_w del elemento de contorno en el alma solamente deberá cumplir las disposiciones indicadas en el punto (1) del apartado 5.4.1.2.3 para b_{w0} (figura 5.11).

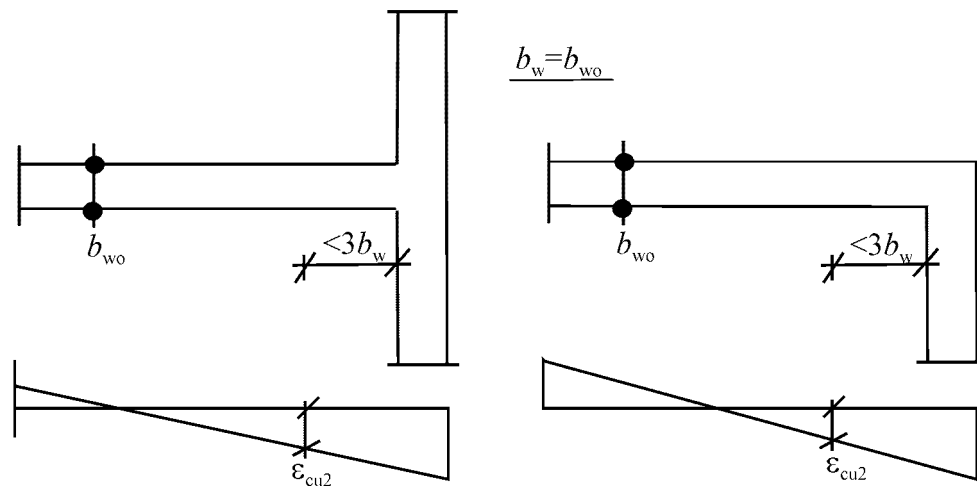


Figura 5.11 – Espesor mínimo de los elementos de contorno confinados en muros de clase de ductilidad DCH con alas grandes

- (10) Dentro de los elementos de contorno de muros se aplican los requisitos especificados en el punto (12) del apartado 5.5.3.2.2, y ω_{wd} deberá tener un valor mínimo de 0,12. Se deberán solapar los cercos superpuestos, de modo que cualquier otro redondo longitudinal quede enlazado por un cerco o un sistema de atado.
- (11) Por encima de las zonas críticas se deberán disponer elementos de contorno a lo largo de una altura igual a una planta más, con al menos la mitad de la armadura de confinamiento requerida para la zona crítica.
- (12) Se aplica el punto (1) del apartado 5.4.3.4.2.
- (13) Se debe evitar la fisuración prematura por cortante del alma de los muros, disponiendo una cuantía mínima de armadura de alma: $\rho_{h,min.} = \rho_{v,min.} = 0,002$.
- (14) La armadura del alma se deberá disponer como dos mallas ortogonales de redondos con las mismas características de adherencia, una en cada cara del muro. Las mallas deberán conectarse mediante atados transversales, separados aproximadamente 500 mm.
- (15) La armadura del alma deberá tener un diámetro no menor de 8 mm, pero no mayor que un octavo de la anchura del alma, b_{w0} . La separación no deberá ser mayor que el menor valor entre 250 mm o 25 veces el diámetro de los redondos.
- (16) Se deberá disponer una cuantía mínima de armadura vertical completamente anclada a través de las juntas frías con objeto de contrarrestar los efectos desfavorables en el caso de fisuración en dichas juntas, y las incertidumbres asociadas. Esta cuantía mínima de armadura, $\rho_{min.}$, necesaria para restablecer la resistencia a cortante del hormigón no fisurado, es:

$$\rho_{\min.} \geq \begin{cases} \left(1,3 \cdot f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w} \right) / \left(f_{yd} \cdot \left(1 + 1,5 \sqrt{f_{ctd} / f_{yd}} \right) \right) \\ 0,0025 \end{cases} \quad (5.47)$$

donde A_w es el área total de la sección transversal horizontal del muro, y N_{Ed} debe ser positivo en caso de compresión.

5.5.3.5 Elementos de acoplamiento para muros acoplados

- (1) No se debe tener en cuenta el acoplamiento de muros por medio de losas en la medida en que no es eficaz.
- (2) Las disposiciones del apartado **5.5.3.1** solo se pueden aplicar a vigas de acoplamiento si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- a) la fisuración en ambas direcciones diagonales es poco probable. Una regla de aplicación aceptable es:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (5.48)$$

- b) se asegura la prevalencia del modo de rotura por flexión. Una regla aceptable de aplicación es: $l/h \geq 3$.

- (3) Si no se cumple ninguna de las condiciones del punto **(2)**, se deberá asegurar la resistencia a las acciones sísmicas disponiendo una armadura a lo largo de las dos diagonales de la viga, de acuerdo con las condiciones siguientes (véase la figura 5.12):

- a) se deberá asegurar el cumplimiento de la siguiente ecuación:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (5.49)$$

Donde

V_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo cortante en el elemento de acoplamiento ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed} / l$);

A_{si} es el área total de las armaduras en cada dirección diagonal;

α es el ángulo entre las armaduras diagonales y el eje de la viga.

- b) la armadura diagonal se deberá disponer en elementos tipo pilar, con dimensiones laterales iguales, como mínimo a $0,5 b_w$; su longitud de anclaje deberá ser un 50% mayor de la requerida por el Anejo 19 del Código Estructural.
- c) se deberán disponer cercos alrededor de dichos elementos tipo pilar para prevenir el pandeo de las armaduras longitudinales. Para los cercos se aplican las disposiciones del punto **(12)** del apartado **5.5.3.2.2**.

- d) se deberán disponer armaduras longitudinales y transversales en ambas caras laterales de la viga, cumpliendo los requisitos mínimos especificados en el Anejo 19 del Código Estructural para vigas de gran canto. La armadura longitudinal no se deberá anclar en muros acoplados y sólo puede prolongarse dentro de ellos una distancia de 150 mm.

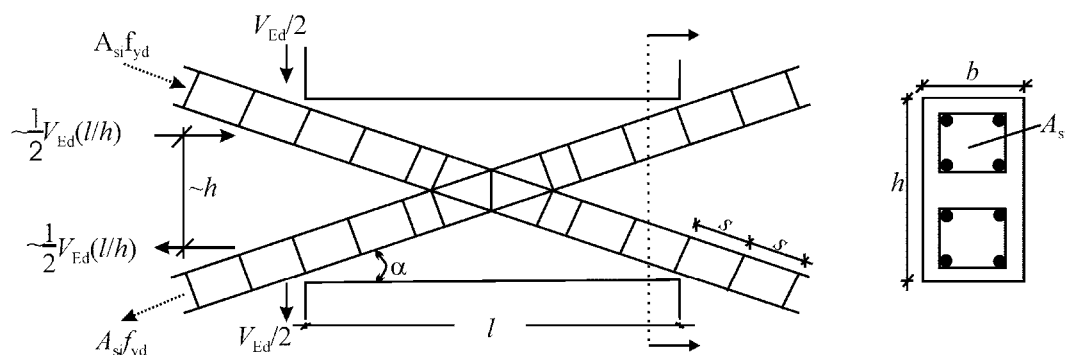


Figura 5.12 – Vigas de acoplamiento con armadura diagonal

5.6 Disposiciones para anclajes y empalmes

5.6.1 Generalidades

(1) Para los detalles constructivos de las armaduras se aplica el apartado **8** del Anejo 19 del Código Estructural, junto con las reglas adicionales indicadas en los siguientes apartados. Alternativamente, pueden obtenerse las longitudes de anclaje y empalme de armaduras conforme al artículo 49.5 del Código Estructural (en este caso, no serían de aplicación el punto **(3)** del apartado **5.6.1** y el punto **(2)** del apartado **5.6.2.1**).

(2) En los casos en los que se usen cercos como armadura transversal en vigas, pilares o muros, se deben usar estribos cerrados con ganchos doblados a 135° y de longitud $10 d_{bw}$.

(3) En estructuras de clase de ductilidad alta, DCH, la longitud de anclaje de las armaduras de vigas o pilares anclados en las uniones entre viga y pilar debe medirse desde un punto en el redondo situado a una distancia $5 d_{bL}$ dentro del nudo desde la cara de la unión, para tener en cuenta la extensión de la zona plastificada debido a deformaciones cíclicas postelásticas (para el ejemplo de una viga, véase la figura 5.13a).

5.6.2 Anclaje de las armaduras

5.6.2.1 Pilares

(1) Cuando se calcula la longitud de anclaje o el solapo de las armaduras de pilares que contribuyen a la resistencia a flexión de elementos de zonas críticas, la relación entre el área de armadura requerida y la realmente dispuesta, $A_{s,req}/A_{s,prov}$, se debe suponer igual a 1.

(2) Si, en la situación sísmica de cálculo, el esfuerzo axial en un pilar es de tracción, las longitudes de anclaje se deben aumentar en un 50% respecto a los valores especificados en el Anejo 19 del Código Estructural.

5.6.2.2 Vigas

(1) La parte de la armadura longitudinal de las vigas que se dobla en los nudos para su anclaje, se debe colocar siempre dentro de los correspondientes cercos existentes en los pilares.

(2) Para prevenir la rotura por adherencia, el diámetro de las armaduras longitudinales de las vigas que atraviesen las uniones entre viga y pilar, d_{bL} , se debe limitar siguiendo las siguientes ecuaciones:

a) para nudos viga-pilar interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{m\acute{a}x.}} \quad (5.50a)$$

b) para nudos viga-pilar exteriores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (5.50b)$$

Donde

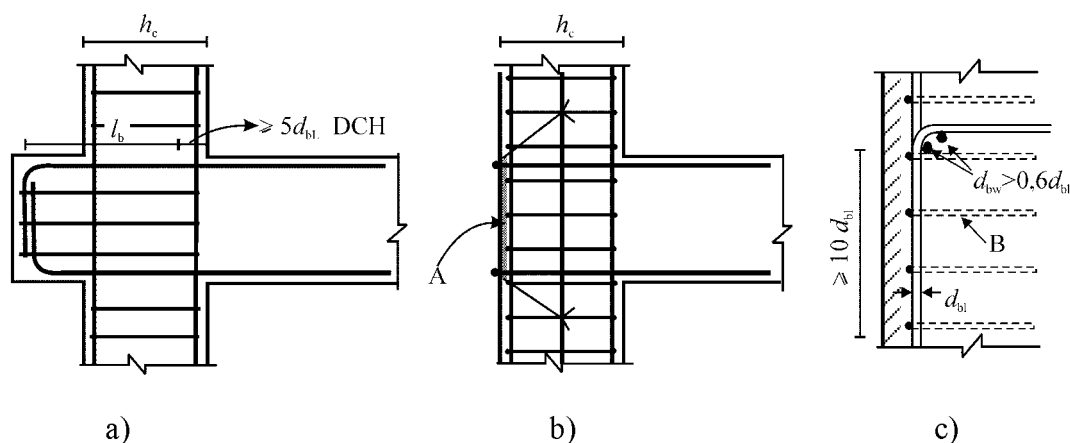
h_c	es la anchura del pilar en paralelo a las armaduras;
f_{ctm}	es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón;
f_{yd}	es el valor de cálculo del límite elástico del acero;
v_d	es el valor de cálculo del esfuerzo axil reducido en el pilar, adoptando su valor mínimo para la situación sísmica de cálculo ($v_d = N_{Ed}/f_{cd} \cdot A_c$);
k_D	es el coeficiente que refleja la clase de ductilidad, igual a 1 para la clase de ductilidad DCH y a 2/3 para la clase de ductilidad DCM;
ρ'	es la cuantía de armadura de compresión de la viga que pasa a través de la unión;
$\rho_{m\acute{a}x.}$	es la cuantía máxima admisible para la armadura de tracción (véase el punto (4) del apartado 5.4.3.1.2 y el punto (4) del apartado 5.5.3.1.3);
γ_{Rd}	es el coeficiente de incertidumbre del modelo para los valores de cálculo de la resistencia, tomada como 1,2 o 1,0, respectivamente, para clases de ductilidad DCH y DCM (debido a la reserva de resistencia atribuible al endurecimiento por deformación del acero de las armaduras longitudinales de la viga).

Las ecuaciones (5.50a) y (5.50b) anteriores no se aplican a las armaduras diagonales que atraviesan los nudos.

(3) Si no se puede satisfacer el requisito del punto (2) en cuanto a los nudos viga-pilar exteriores, debido a que el canto, h_c , del pilar en paralelo a las armaduras es demasiado pequeño, se pueden tomar las siguientes medidas adicionales, para asegurar el anclaje de la armadura longitudinal de las vigas:

- a) la viga o losa puede prolongarse horizontalmente en forma de salientes exteriores (véase la figura 5.13a);
- b) se pueden usar armaduras transversales o placas de anclaje soldadas a los extremos de las armaduras (véase la figura 5.13b);
- c) se pueden añadir patillas con una longitud mínima de $10 d_{bl}$ y armaduras transversales agrupadas junto al codo de las patillas (véase la figura 5.13c).

(4) Las armaduras de la parte superior o inferior que atraviesen nudos interiores, deben terminar en los elementos que confluyen en el nudo, a una distancia no menor de l_{cr} (longitud de la zona crítica del elemento, véase el punto (1) del apartado 5.4.3.1.2 y el punto (1) del apartado 5.5.3.1.3) de la cara de dicho nudo.



Leyenda

A Placa de anclaje

B Cercos alrededor de las armaduras del pilar

Figura 5.13 – Medidas adicionales para anclajes en nudos viga-pilar exteriores

5.6.3 Empalme de armaduras

- (1) No debe producirse el empalme por solapo mediante soldadura dentro de las zonas críticas de los elementos estructurales.
- (2) Puede haber empalme por conectores mecánicos en pilares y en muros, si estos dispositivos se han sometido a pruebas adecuadas bajo condiciones compatibles con la clase de ductilidad seleccionada.
- (3) La armadura transversal a disponer dentro de la longitud de solapo, debe dimensionarse de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural. Además, deben satisfacerse los siguientes requisitos:
 - a) si las armaduras, ancladas y continuas, se disponen en un plano paralelo a la armadura transversal, se debe usar la suma de las áreas de las armaduras solapadas, ΣA_{sL} , en el cálculo de la armadura transversal;

- b) si las armaduras, ancladas y continuas, se disponen en un plano normal a la armadura transversal, se debe calcular el área de la armadura transversal en base al área del mayor redondo de las armaduras longitudinales solapadas, A_{st} ;
- c) la separación s de la armadura transversal en la zona de solapo (en milímetros) no debe ser mayor de:

$$s = \min. \left[h/4; 100 \right] \quad (5.51)$$

donde h es la dimensión menor de la sección.

(4) El área requerida de la armadura transversal, A_{st} , dentro de la zona de solapo de la armadura longitudinal de los pilares con empalme en la misma zona (como define el Anejo 19 del Código Estructural), o de la armadura longitudinal de los elementos de contorno en muros, se puede calcular a través de la siguiente fórmula:

$$A_{st} = s (d_{bl} / 50) (f_{yld} / f_{ywd}) \quad (5.52)$$

Donde

- A_{st} es el área de una rama de la armadura transversal;
- d_{bl} es el diámetro del redondo objeto del empalme;
- s es la separación de la armadura transversal;
- f_{yld} es el valor de cálculo del límite elástico de las armaduras longitudinales;
- f_{ywd} es el valor de cálculo del límite elástico de las armaduras transversales.

5.7 Dimensionamiento y detalles constructivos de los elementos sísmicos secundarios

(1) El apartado **5.7** se aplica a aquellos elementos designados como elementos sísmicos secundarios, sometidos a deformaciones significativas en la situación sísmica de cálculo (por ejemplo, los nervios de una losa no están sometidos a estos requisitos). Estos elementos se deben dimensionar y detallar para que mantengan su capacidad de soportar las cargas gravitatorias presentes en la situación sísmica de cálculo, cuando se someten a las deformaciones máximas de dicha situación.

(2) Las deformaciones máximas en la situación sísmica de cálculo se deben dimensionar conforme al apartado **4.3.4** y deben tener en cuenta los efectos P- Δ (de segundo orden), según los puntos **(2)** y **(3)** del apartado **4.4.2.2**. Estas deformaciones deben determinarse mediante el análisis de la estructura en la situación sísmica de cálculo, en la cual se desprecia la contribución de los elementos sísmicos secundarios a la rigidez lateral y los elementos sísmicos primarios se modelizan con su rigidez fisurada, a flexión y a cortante.

(3) Se supone que los elementos sísmicos secundarios satisfacen los requisitos del punto **(1)** de este apartado si los momentos flectores y los esfuerzos cortantes, calculados en función de: a) las deformaciones indicadas en el punto **(2)**; y b) su rigidez fisurada a flexión y a cortante, no superan los valores de cálculo de las resistencias a flexión y a cortante, M_{Rd} y V_{Rd} , respectivamente, determinadas

conforme al Anejo 19 del Código Estructural.

5.8 Elementos de cimentación de hormigón

5.8.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Los siguientes puntos se aplican al cálculo de los elementos de cimentación de hormigón tales como zapatas, vigas de atado, vigas de cimentación, losas de cimentación, muros de cimentación, encepados y pilotes, así como a las conexiones entre dichos elementos, o entre ellos y elementos verticales de hormigón. El cálculo de estos elementos debe seguir las reglas del apartado **5.4** del Anejo 5.

(2) Si los efectos de la acción de cálculo para el diseño de elementos de cimentación de estructuras disipativas se obtienen en base a las consideraciones de dimensionamiento por capacidad, conforme al punto **(2)** del apartado **4.4.2.6**, no es esperable disipación de energía en dichos elementos en la situación sísmica de cálculo. Estos elementos se pueden calcular siguiendo las reglas indicadas en el punto **(1)** del apartado **5.3.2**.

(3) Si los efectos de la acción de cálculo para elementos de cimentación en estructuras disipativas se obtienen a partir del análisis para la situación sísmica de cálculo sin tener en cuenta las consideraciones sobre dimensionamiento por capacidad indicadas en el punto **(2)** del apartado **4.4.2.6**, el dimensionamiento de dichos elementos debe seguir las reglas aplicables a los elementos de la superestructura de la clase de ductilidad seleccionada. Para vigas de atado y vigas de cimentación, es necesario que los esfuerzos cortantes de cálculo se obtengan en base a las consideraciones de dimensionamiento por capacidad, según el apartado **5.4.2.2** para el caso de edificios de clase de ductilidad DCM, o según los puntos **(2)** o **(3)** del apartado **5.5.2.1** para el caso de edificios de clase de ductilidad DCH.

(4) Si los efectos de la acción de cálculo para elementos de cimentación se han obtenido usando un valor del coeficiente de comportamiento q menor o igual que el límite superior de q para un comportamiento poco disipativo (1,5 en edificios de hormigón, o entre 1,5 y 2,0 para edificios de acero o mixtos de acero y hormigón, de acuerdo con la nota 1 de la tabla 6.1 o con la nota 1 de la tabla 7.1, respectivamente), el dimensionamiento de dichos elementos puede seguir las reglas del punto **(1)** del apartado **5.3.2** (véase también el punto **(3)** del apartado **4.4.2.6**).

(5) En infraestructuras de tipo cajón de estructuras disipativas, formados por: a) una losa de hormigón actuando como diafragma rígido a nivel de cubierta del sótano; b) una losa de cimentación o un emparrillado de vigas de atado o vigas de cimentación a nivel de la cimentación, y c) muros de cimentación periféricos y/o interiores, calculados conforme al punto **(2)** de este apartado, es de esperar que los pilares y las vigas (incluidas aquellas de la cubierta del sótano) permanezcan elásticos bajo la situación sísmica de cálculo, y pueden calcularse conforme al punto **(1)** del apartado **5.3.2**. Los muros de cortante deberán dimensionarse para el desarrollo de rótulas plásticas a nivel de la losa de cubierta del sótano. De este modo, en los muros que continúen por encima de aquella, deberá considerarse que la zona crítica se extiende hasta una altura h_{cr} por encima de la losa de cubierta del sótano y hasta una profundidad h_{cr} por debajo de la misma (véase el punto **(1)** del apartado **5.4.3.4.2** y el punto **(1)** del apartado **5.5.3.4.5**). Se prohíbe expresamente cualquier reducción de la sección transversal del muro por debajo de la losa de cubierta del sótano, dentro de la altura de la planta o plantas afectadas por la mencionada zona crítica. En todo caso, se recomienda que las dimensiones de los muros sean uniformes en toda su altura, llegando hasta la cimentación sin cambios importantes en su sección transversal, a fin de asegurar una adecuada transmisión de las cargas y que la potencial formación de la rótula plástica se produzca en la ubicación prevista. Además, toda la altura libre de dichos muros dentro del sótano deberá dimensionarse a cortante suponiendo que el muro desarrolla su reserva de resistencia a flexión $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rci}$ (con $\gamma_{Rd} = 1,1$ para la clase de ductilidad DCM y $\gamma_{Rd} = 1,2$ para la clase de ductilidad DCH) a nivel de cubierta del sótano y con momento nulo a nivel de cimentación.

5.8.2 Vigas de atado y vigas de cimentación

- (1) Se deben evitar los pilares cortos de unión entre la cara superior de una zapata o de un encepado y el plano de las vigas de atado o de las vigas de cimentación. Para ello, dicho plano debe estar por debajo de la cara superior de la zapata o el encepado.
- (2) En la comprobación deberá suponerse que los esfuerzos axiles en las vigas de atado o en zonas de enlace de las losas de cimentación, de acuerdo con los puntos (6) y (7) del apartado 5.4.1.2 del Anejo 5, actúan conjuntamente con los efectos de la acción obtenidos según los puntos (2) o (3) del apartado 4.4.2.6 para la situación sísmica de cálculo y teniendo en cuenta efectos de segundo orden.
- (3) La sección transversal de las vigas de atado y de las vigas de cimentación deberá tener una anchura de, al menos, $b_{w,min.} = 0,4$ m y un canto de, al menos, $h_{w,min.} = 0,4$ m.
- (4) Las losas de cimentación dispuestas según el punto (2) del apartado 5.4.1.2 del Anejo 5 para la conexión horizontal de zapatas aisladas o encepados deberán tener un espesor de, al menos, $t_{min.} = 0,2$ m y una cuantía de armadura de, al menos, $\rho_{s,min.} = 0,2\%$ en cada cara y dirección.
- (5) Las vigas de atado y las vigas de cimentación deberán tener, a lo largo de toda su longitud, una cuantía de armadura longitudinal $\rho_{b,min.}$ de, al menos 0,4% en la parte superior y en la inferior.

5.8.3 Conexiones de elementos verticales con vigas o muros de cimentación

- (1) La zona común (nudo) de una viga o muro de cimentación y un elemento vertical debe cumplir los requisitos de los puntos 5.4.3.3 o 5.5.3.3, como si se tratara de una unión entre viga y pilar.
- (2) Si una viga o muro de cimentación de una estructura de clase de ductilidad DCH se calcula para efectos de acción obtenidos en base a las consideraciones de dimensionamiento por capacidad, conforme al punto (2) del apartado 4.4.2.6, el esfuerzo cortante horizontal, V_{jhd} , en el nudo se obtiene en función de los resultados del cálculo según los puntos (2), (4), (5) y (6) del apartado 4.4.2.6.
- (3) Si una viga o muro de cimentación de una estructura de clase de ductilidad DCH no está calculada conforme al método de dimensionamiento por capacidad de los puntos (4), (5) y (6) del apartado 4.4.2.6 (véase el punto (3) del apartado 5.8.1), el esfuerzo cortante horizontal, V_{jhd} , en la zona del nudo se determina conforme a las ecuaciones (5.22) y (5.23) del punto (2) del apartado 5.5.2.3, para los nudos viga-pilar.
- (4) En estructuras de clase de ductilidad DCM, la conexión de vigas o muros de cimentación con elementos verticales puede seguir las reglas indicadas en el apartado 5.4.3.3.
- (5) Las patillas o los ganchos de anclaje situados en la parte inferior de la armadura longitudinal de los elementos verticales deberán orientarse de modo que produzcan compresiones en el área de conexión.

5.8.4 Pilotes y encepados de hormigón hormigonados in situ

- (1) La parte superior del pilote, en una distancia desde la cara inferior del encepado de dos veces la dimensión de la sección transversal de dicho pilote, así como las zonas situadas a una distancia de hasta $2d$ a cada lado de una interfaz entre dos capas de suelo con rigideces a cortante sensiblemente diferentes (relación entre los módulos de cortante mayor de 6), se deben detallar constructivamente como zonas de formación potencial de rótulas plásticas. Para ello, se debe disponer armadura transversal y de confinamiento siguiendo las reglas para zonas críticas de pilares de la clase de ductilidad correspondiente o, al menos, de clase de ductilidad DCM.

(2) Cuando se aplica el requisito especificado en el punto (3) del apartado 5.8.1 al dimensionamiento de pilotes de estructuras disipativas, dichos pilotes se deben calcular y detallar constructivamente para la potencial formación de rótulas plásticas en su cabeza. Para ello, se mayor a un 50% la longitud en que se requiere aumentar la armadura transversal y de confinamiento en la parte superior del pilote, conforme al punto (1) anterior. Además, en la comprobación del ELU de cortante del pilote se debe usar un valor de cálculo del esfuerzo cortante igual al menos al obtenido en base a los puntos (4) al (8) del apartado 4.4.2.6.

(3) Los pilotes necesarios para resistir esfuerzos de tracción o los que se suponen empotrados en la parte superior, deberán anclarse en el encepado de forma que se permita el desarrollo del valor de cálculo de la resistencia al descalce del suelo de dicho pilote, o el valor de cálculo de la resistencia a tracción de la armadura del pilote, el que sea menor. Si la parte de dichos pilotes que está empotrada en el encepado se hormigona antes que el propio encepado, se deberán disponer pasadores en la interfaz en la que se produce la conexión.

5.9 Efectos locales debidos a rellenos de fábrica u hormigón

(1) Debido a la particular vulnerabilidad de los muros de rellenos de las plantas a nivel del suelo, es de esperar que se produzca una irregularidad inducida por el sismo y, por ello, se deberán tomar las medidas apropiadas. Si no se usa un método más preciso, toda la longitud de los pilares de la planta baja se deberá considerar como la longitud crítica, y se deberá confinar en consecuencia.

(2) Si la altura de los rellenos es menor que la longitud libre de los pilares adyacentes, se deberán tomar las siguientes medidas:

- a) toda la altura de los pilares se considera como zona crítica, y se deberá armar con la cantidad y el patrón de cercos requeridos para las zonas críticas.
- b) se deberán considerar apropiadamente las consecuencias de la disminución de la relación del tramo de cortante de dichos pilares. Para ello, se deberán aplicar los apartados 5.4.2.3 y 5.5.2.2 para el cálculo del esfuerzo cortante actuante, dependiendo de la clase de ductilidad. En este cálculo, la longitud libre del pilar, l_{cl} , se deberá tomar igual a la longitud del pilar que no esté en contacto con los rellenos, y el momento M_{id} en la sección del pilar en la parte superior del muro de rellenos se deberá tomar igual a $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rci}$ con $\gamma_{Rd} = 1,1$ para la clase de ductilidad DCM y 1,3 para la clase de ductilidad DCH, siendo M_{Rci} el valor de cálculo de la resistencia a flexión del pilar;
- c) la armadura transversal para resistir este esfuerzo cortante se deberá disponer a lo largo de la longitud del pilar que no esté en contacto con los rellenos, y extenderse a lo largo de una longitud h_c (dimensión de la sección transversal del pilar en el plano del muro de rellenos) dentro de la parte del pilar que esté en contacto con dichos rellenos;
- d) si la longitud del pilar que no está en contacto con los rellenos es menor de $1,5 h_c$, el esfuerzo cortante se deberá resistir por las armaduras diagonales.

(3) Cuando los rellenos se extiendan a lo largo de toda la longitud libre de los pilares adyacentes, y haya muros de fábrica solo en un lado del pilar (por ejemplo, pilares de esquina), toda la longitud del pilar se deberá considerar como zona crítica y se deberá armar con la cantidad y el patrón de cercos requeridos para las zonas críticas.

(4) La longitud, l_c , de los pilares sobre las que actúe el esfuerzo debido a la biela diagonal del relleno se deberá comprobar a cortante para el menor de los valores de los dos esfuerzos cortantes siguientes: a) la componente horizontal de la fuerza de la biela del relleno, supuesta igual a la resistencia a cortante horizontal del panel, estimada en función de la resistencia a cortante de las juntas horizontales; o b) el esfuerzo cortante calculado de acuerdo con los apartados **5.4.2.3** o **5.5.2.2**, dependiendo de la clase de ductilidad, suponiendo que la capacidad de reserva de resistencia a flexión del pilar, $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rci}$, se desarrolla en los dos extremos de la longitud de contacto, l_c . La longitud de contacto se deberá suponer igual a la anchura vertical total de la biela diagonal del relleno. A menos que se realice una estimación más precisa de dicha anchura, teniendo en cuenta las propiedades elásticas y la geometría del relleno y del pilar, puede suponerse que la anchura de la biela es una fracción fija de la longitud de la diagonal del panel.

5.10 Disposiciones para diafragmas de hormigón

(1) Una losa sólida de hormigón armado puede servir como diafragma si su espesor no es menor de 70 mm y está armada en las dos direcciones horizontales con, al menos, la armadura mínima especificada en el Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Un forjado o cubierta prefabricados disponiendo de una capa de compresión hormigonada in situ se puede considerar como diafragma si dicha capa:

- a) cumple los requisitos del apartado 5.11.3.5;
- b) está armada en las dos direcciones horizontales con, al menos, la armadura mínima especificada en el Anejo 19 del Código Estructural;
- c) su armadura se conecta a las vigas o muros que soportan el forjado;
- d) está hormigonada sobre un substrato limpio y rugoso, o conectada a dicho substrato a través de conectores a cortante; y
- e) se dimensiona para proporcionar la rigidez y la resistencia requeridas para diafragmas.

(3) El proyecto sísmico debe incluir la comprobación del ELU de los diafragmas de hormigón armado en estructuras de clase de ductilidad DCH con las siguientes propiedades:

- geometrías irregulares o formas divididas en planta, diafragmas con huecos y entrantes;
- aberturas grandes e irregulares en el diafragma;
- distribución irregular de masas y/o rigideces (como por ejemplo en el caso de entrantes o salientes);
- sótanos con muros sólo en una parte de su perímetro o sólo en parte del área de la planta al nivel suelo.

(4) Los efectos de las acciones en diafragmas de hormigón armado pueden estimarse modelizando los diafragmas como vigas de gran ancho, como emparillados planos o como modelos de bielas y tirantes, descansando en apoyos elásticos.

(5) Los valores de cálculo de los efectos de las acciones deberán obtenerse teniendo en cuenta el apartado **4.4.2.5**.

(6) Los valores de cálculo de las resistencias deberán obtenerse conforme al Anejo 19 del Código Estructural.

(7) En los casos de sistemas flexibles a torsión (sistemas núcleo) o de sistemas de muros estructurales de clase de ductilidad DCH, deberá comprobarse que existe transmisión de las fuerzas horizontales desde los diafragmas hacia los núcleos o hacia los muros. A este respecto, se aplican las siguientes disposiciones:

- a) el valor de cálculo de la tensión cortante en la interfaz entre el diafragma y un núcleo o muro deberá limitarse a $1,5f_{ctd}$, con objeto de controlar la fisuración;
- b) se deberá asegurar una resistencia adecuada frente a la rotura por esfuerzo cortante debido al deslizamiento, suponiendo que el ángulo de la biela es 45° . Se deberán colocar armaduras adicionales que contribuyan a la resistencia a cortante de la interfaz entre diafragmas y núcleos o muros; el anclaje de estas armaduras deberá seguir las disposiciones indicadas en el apartado 5.6.

5.11 Estructuras prefabricadas de hormigón

5.11.1 Generalidades

5.11.1.1 Objeto y campo de aplicación. Tipos de estructuras

(1) El apartado 5.11 se aplica al proyecto sísmico de estructuras de hormigón construidas parcial o totalmente con elementos prefabricados.

(2) A menos que se especifique lo contrario (véase el punto (4) del apartado 5.11.1.3), se aplican todas las disposiciones del capítulo 5 de este Anejo y del apartado 10 del Anejo 19 del Código Estructural.

(3) El apartado 5.11 cubre los siguientes tipos de estructuras, definidos en los apartados 5.1.2 y 5.2.2.1:

- los sistemas de pórticos;
- los sistemas de muros (muros pantalla);
- los sistemas duales (estructuras prefabricadas mixtas y muros prefabricados o monolíticos).

(4) Además, se cubren también:

- los sistemas de muros panel (estructuras de muros transversales)
- las estructuras alveolares (sistemas alveolares de piezas monolíticas prefabricadas).

5.11.1.2 Evaluación de estructuras prefabricadas

(1) A la hora de modelar las estructuras prefabricadas, se deberán realizar las siguientes evaluaciones:

- a) identificación de los distintos papeles de los elementos estructurales, entre los siguientes:

- elementos que solo resisten cargas gravitatorias, por ejemplo, pilares articulados dispuestos alrededor de un núcleo de hormigón armado;
 - elementos que resisten tanto cargas gravitatorias como sísmicas, por ejemplo, pórticos o muros;
 - elementos que proporcionan una conexión adecuada entre elementos estructurales, por ejemplo forjados o cubiertas con función de diafragma.
- b) capacidad de cumplir las disposiciones sobre resistencia sísmica de los apartados **5.1** a **5.10**:
- sistemas prefabricados capaces de satisfacer dichas disposiciones;
 - sistemas prefabricados combinados con pilares o muros fabricados *in situ*, con objeto de satisfacer dichas disposiciones;
 - sistemas prefabricados que no cumplen las condiciones anteriores y que, por tanto, necesitan criterios de dimensionamiento adicionales y a los que se les deberán asignar coeficientes de comportamiento menores.
- c) identificación de elementos no estructurales, que pueden estar:
- completamente desacoplados de la estructura; o
 - resistiendo parcialmente la deformación de los elementos estructurales.
- d) identificación del efecto de las conexiones en la capacidad de disipación de energía de la estructura:
- conexiones alejadas suficientemente de las zonas críticas (según se define en el punto **(1)** del apartado **5.1.2**), que no afecten a la capacidad de disipación de energía de la estructura [véase el apartado **5.11.2.1.1** y, por ejemplo, la figura 5.14(a)].
 - conexiones situadas dentro de las zonas críticas pero sobredimensionadas adecuadamente respecto al resto de la estructura, de manera que en la situación sísmica de cálculo permanecen elásticas, mientras que la respuesta inelástica se produce en otras zonas críticas [véase el apartado **5.11.2.1.2** y, por ejemplo, la figura 5.14(b)].
 - conexiones situadas dentro de las zonas críticas y con ductilidad considerable [véase el apartado **5.11.2.1.3** y, por ejemplo, las figuras 5.14(c) y 5.14(d)].

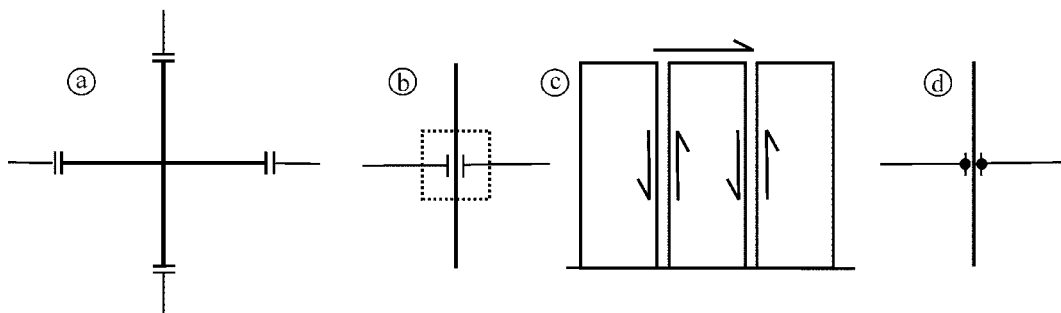


**Figura 5.14 – a) conexión situada fuera de zonas críticas;
 b) conexión sobredimensionada con rótulas plásticas desplazadas hacia el exterior de la conexión;**

- c) conexiones a cortante dúctiles de paneles de grandes dimensiones, localizadas dentro de zonas críticas (por ejemplo en el forjado de la planta baja);
- y d) conexiones de continuidad dúctiles situadas dentro de zonas críticas de los pórticos

5.11.1.3 Criterios de dimensionamiento

5.11.1.3.1 Resistencia local

(1) En elementos prefabricados y en sus conexiones, deberá tenerse en cuenta la posible degradación de la respuesta debida a las deformaciones cíclicas postelásticas. Normalmente, dicha degradación de la respuesta está cubierta por los coeficientes parciales de seguridad del material para el acero y el hormigón (véanse los puntos (1) y (2) del apartado 5.2.4). Si no es el caso, el valor de cálculo de la resistencia de las conexiones prefabricadas bajo carga monótona deberá reducirse apropiadamente de cara a las comprobaciones para la situación sísmica de cálculo.

5.11.1.3.2 Disipación de energía

(1) En estructuras prefabricadas de hormigón, el principal mecanismo de disipación de energía deberá ser las rótulas plásticas dentro de las zonas críticas.

(2) Además de la disipación de energía mediante las rótulas plásticas dentro de las zonas críticas, las estructuras prefabricadas también pueden disipar energía por medio de mecanismos plásticos de cortante a lo largo de las uniones, siempre que se cumplan las dos condiciones siguientes:

- a) la relación fuerza-respuesta no deberá degradarse sensiblemente durante la acción sísmica; y
- b) las posibles inestabilidades se deberán evitar de modo adecuado.

(3) Las tres clases de ductilidad indicadas en el capítulo 5 para estructuras fabricadas in situ se aplican también en el caso de sistemas prefabricados. Sólo el punto (2) del apartado 5.2.1 y el apartado 5.3 del capítulo 5 se aplican para el proyecto de edificios prefabricados de clase de ductilidad DCL. La clase de ductilidad DCL sólo se considerará en casos de baja sismicidad. En el caso de estructuras de muros panel se seleccionará la clase de ductilidad DCM.

(4) Se puede tener en cuenta la capacidad de disipación de energía a cortante, especialmente en sistemas de muros (muros pantalla) prefabricados, empleando los valores de los coeficientes locales de ductilidad en deslizamientos, μ_s , en la elección del coeficiente de comportamiento global q .

5.11.1.3.3 Disposiciones específicas adicionales

(1) El apartado 5.11 sólo cubre las estructuras prefabricadas regulares (véase 4.2.3). Sin embargo, la comprobación de elementos prefabricados de estructuras no regulares puede basarse en las disposiciones de este subapartado.

(2) Todos los elementos verticales deberán prolongarse hasta el nivel de cimentación, sin interrupciones.

(3) Las incertidumbres relacionadas con las resistencias son las indicadas en el punto (2) del apartado 5.2.3.7.

(4) Las incertidumbres relacionadas con la ductilidad son las indicadas en el punto (3) del apartado

5.2.3.7.

5.11.1.4 Coeficientes de comportamiento

(1) Para estructuras prefabricadas que cumplan las disposiciones del apartado **5.11**, el valor del coeficiente de comportamiento q_p puede calcularse según la siguiente ecuación, a menos que estudios específicos autoricen otros valores:

$$q_p = k_p \cdot q \quad (5.53)$$

donde

q es el coeficiente de comportamiento de acuerdo con la ecuación (5.1);

k_p es el coeficiente de reducción, que depende de la capacidad de disipación de energía de la estructura prefabricada (véase el punto **(2)** de este apartado), que adopta los siguientes valores:

$$k_p = \begin{cases} 1,00 & \text{para estructuras con conexiones según los apartados 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2 o 5.11.2.1.3} \\ 0,5 & \text{para estructuras con otro tipo de conexiones} \end{cases}$$

(2) Para estructuras prefabricadas que no cumplan las disposiciones de dimensionamiento indicadas en el apartado **5.11**, el valor del coeficiente de comportamiento q_p no deberá ser mayor a 1,5.

5.11.1.5 Análisis de las situaciones transitorias

(1) Durante la ejecución de una estructura en la que se dispongan triangulaciones (arriostramientos) temporales no es necesario considerar las acciones sísmicas como situaciones de cálculo. No obstante, siempre que el terremoto pudiera originar el hundimiento de alguna parte de la estructura dando lugar a un riesgo grave para la vida humana, las triangulaciones temporales se deberán dimensionar explícitamente para una acción sísmica reducida adecuadamente.

(2) En ausencia de estudios específicos, puede suponerse que esta acción es igual a una fracción $A_p = 15\%$ de la acción de cálculo según se define en el capítulo **3**.

5.11.2 Conexiones de elementos prefabricados

5.11.2.1 Disposiciones generales

5.11.2.1.1 Conexiones alejadas de las zonas críticas

(1) Las conexiones de elementos prefabricados consideradas como alejadas de las zonas críticas se deberán situar a una distancia, desde la cara extrema de la zona crítica más cercana, igual al menos a la mayor de las dimensiones de las secciones transversales del elemento en la que se encuentra dicha zona.

(2) Las conexiones de este tipo deberán dimensionarse para: a) un esfuerzo cortante obtenido mediante el dimensionamiento por capacidad de los apartados **5.4.2.2** y **5.4.2.3**, con un coeficiente para tener en cuenta la reserva de resistencia debida al endurecimiento por deformación del acero, γ_{Rd} , igual a

1,1 para la clase de ductilidad DCM o 1,2 para la clase de ductilidad DCH; y b) un momento flector igual al menos al momento actuante obtenido del cálculo y al 50% del momento resistente, M_{Rd} , en la cara extrema de la zona crítica más cercana, multiplicado por el coeficiente γ_{Rd} .

5.11.2.1.2 Uniones sobredimensionadas

(1) Los efectos de la acción de cálculo de conexiones sobredimensionadas deberán obtenerse siguiendo las reglas de dimensionamiento por capacidad de los apartados **5.4.2.2** para vigas y **5.4.2.3** para pilares, en función de las reservas de resistencia a flexión en las secciones extremas de las zonas críticas, iguales a $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$, con el coeficiente γ_{Rd} tomado igual a 1,20 para la clase de ductilidad DCM y a 1,35 para la clase de ductilidad DCH.

(2) Los extremos de las armaduras de la conexión sobredimensionada se deberán anclar completamente antes que las secciones extremas de la zona crítica.

(3) La armadura de la zona crítica se deberá anclar completamente fuera de la conexión sobredimensionada.

5.11.2.1.3 Conexiones disipadoras de energía

(1) Estas conexiones deberán cumplir el criterio de ductilidad local indicado en el apartado **5.2.3.4** y en los puntos relevantes de los apartados **5.4.3** y **5.5.3**.

(2) Como alternativa, deberá demostrarse mediante ensayos cíclicos inelásticos de un número apropiado de probetas representativas de la conexión, que dicha conexión posee una capacidad de deformación cíclica estable y de disipación de energía igual al menos a la de una conexión monolítica con la misma resistencia y de acuerdo con las disposiciones de ductilidad local indicadas en los apartados **5.4.3** o **5.5.3**.

(3) Deberán realizarse ensayos sobre probetas representativas, siguiendo un histórico de ciclos de deformaciones apropiado, incluyendo al menos tres ciclos completos a la amplitud correspondiente a q_p , conforme al punto **(3)** del apartado **5.2.3.4**.

5.11.2.2 Evaluación de la resistencia de las conexiones

(1) El valor de cálculo de la resistencia de las conexiones entre elementos prefabricados de hormigón deberá obtenerse de acuerdo con las disposiciones del apartado **6.2.5** y el apartado **10** del Anejo 19 del Código Estructural, usando los coeficientes parciales de seguridad del material indicados en los puntos **(2)** y **(3)** del apartado **5.2.4**. En el caso de que estas disposiciones no cubran suficientemente el tipo de conexión considerada, su resistencia deberá evaluarse por medio de estudios experimentales adecuados.

(2) En la evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante debido al deslizamiento de una conexión, se deberá despreciar la resistencia por rozamiento bajo esfuerzos de compresión externos (opuestos a los esfuerzos internos debidos al efecto mordaza de las armaduras que cruzan la unión).

(3) La soldadura de las armaduras de acero en conexiones disipadoras de energía puede tenerse en cuenta estructuralmente cuando se cumplan todas las condiciones siguientes:

- a) sólo se usan aceros soldables;
- b) los materiales de soldadura, las técnicas y el personal aseguran una pérdida de ductilidad local menor del 10% del coeficiente de ductilidad que se lograría si la conexión se realizara por otros medios distintos de la soldadura.

(4) Deberá demostrarse, analítica y experimentalmente, que los elementos de acero (perfiles o redondos) fijados a elementos de hormigón y con la misión de contribuir a la resistencia sísmica, resisten un historial de cargas cíclicas de deformación impuesta al nivel objetivo de ductilidad, como se especifica en el punto (2) del apartado **5.11.2.1.3**.

5.11.3 Elementos

5.11.3.1 Vigas

(1) Se aplican las disposiciones apropiadas del apartado **10** del Anejo 19 del Código Estructural y de los apartados **5.4.2.1**, **5.4.3.1**, **5.5.2.1** y **5.5.3.1** de este Anejo 1, además de las establecidas en el apartado **5.11**.

(2) Las vigas prefabricadas simplemente apoyadas deben conectarse estructuralmente a pilares o muros. La conexión debe asegurar la transmisión de fuerzas horizontales en la situación sísmica de cálculo, sin considerar el rozamiento.

(3) Además de las disposiciones pertinentes indicadas en el apartado **10** del Anejo 19 del Código Estructural, la tolerancia y los márgenes para considerar la pérdida de recubrimiento (desconchamiento) de los apoyos deberán también ser suficientes para el desplazamiento previsible del elemento portante (véase **4.3.4**).

5.11.3.2 Pilares

(1) Se aplican las disposiciones pertinentes de los apartados **5.4.3.2** y **5.5.3.2**, además de las reglas establecidas en el apartado **5.11**.

(2) Las conexiones pilar-pilar dentro de zonas críticas, se permiten solo en la clase de ductilidad DCM.

(3) Para sistemas de pórticos prefabricados con conexiones pilar-viga articuladas, los pilares deberán fijarse completamente frente a traslación y rotación en la base, en cimentaciones dimensionadas conforme al apartado **5.11.2.1.2**.

5.11.3.3 Uniones entre viga y pilar

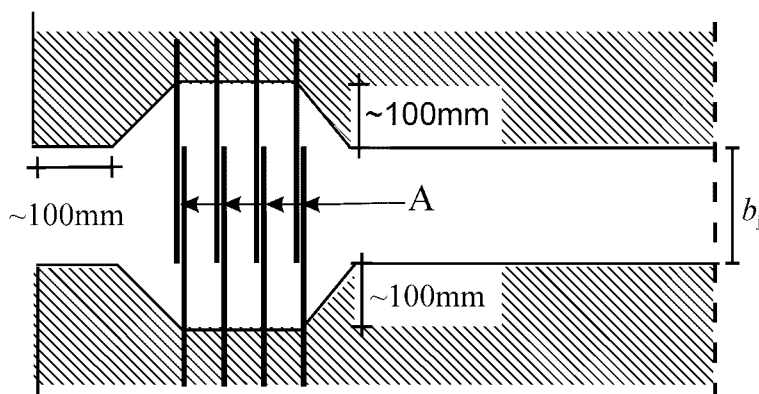
(1) Las uniones entre viga y pilar monolíticas [véase la figura 5.14a)] deberán seguir las disposiciones relevantes de los apartados **5.4.3.3** y **5.5.3.3**.

(2) La resistencia y la ductilidad de las conexiones de los extremos de las vigas a los pilares [véanse las figuras 5.14b) y 5.14d)] deberán comprobarse específicamente, conforme al apartado **5.11.2.2.1**.

5.11.3.4 Muros de paneles prefabricados de grandes dimensiones

- (1) Se aplica el apartado **10** del Anejo 19 del Código Estructural, con las siguientes modificaciones:
- a) la cuantía total mínima de armadura hace referencia al área real de la sección transversal de hormigón, y deberá incluir las armaduras verticales del alma y de los elementos de contorno;
 - b) no se permite la armadura con malla sencilla en forma de una única capa;
 - c) se deberá disponer un confinamiento mínimo al hormigón cerca de los extremos de todos los paneles prefabricados, como se especifica en los apartados **5.4.3.4.2** o **5.5.3.4.5** para pilares, sobre una sección cuadrada de lado b_w , donde b_w designa el espesor del panel.

- (2) La parte del muro de paneles existente entre una junta vertical y una abertura situada a una distancia menor de $2,5 b_w$ de dicha junta, deberá dimensionarse y detallarse de acuerdo con los apartados 5.4.3.4.2 o 5.5.3.4.5, dependiendo de la clase de ductilidad.
- (3) Se deberá evitar la degradación de la resistencia de las conexiones.
- (4) Para ello, todas las juntas verticales deberán ser rugosas o con entalladuras, y se deberán comprobar a cortante.
- (5) Las juntas horizontales sometidas a compresión a lo largo de toda su longitud pueden no ser dentadas. Si se encuentran parcialmente en compresión y parcialmente en tracción, deberán tener entalladuras a lo largo de toda su longitud.
- (6) Las siguientes reglas adicionales se aplican para la comprobación de las conexiones horizontales de muros construidos con paneles prefabricados de grandes dimensiones:
 - a) el esfuerzo de tracción total producido por las acciones axiales (respecto al muro) se deberá resistir mediante la armadura vertical situada a lo largo del área de tracción del panel, y anclar en el cuerpo de los paneles superior e inferior. La continuidad de esta armadura deberá asegurarse por soldadura dúctil efectuada dentro de la junta horizontal o, preferiblemente, mediante grapas especiales dispuestas para tal fin (figura 5.15).
 - b) en conexiones horizontales que se encuentren parcialmente en compresión y parcialmente en tracción (bajo la situación sísmica de cálculo), la comprobación de la resistencia a cortante (véase 5.11.2.2) deberá efectuarse sólo a lo largo de la parte en compresión. En tal caso, el valor del esfuerzo axial, N_{Ed} , deberá sustituirse por el valor de la fuerza de compresión total, F_c , actuando en el área de compresión.



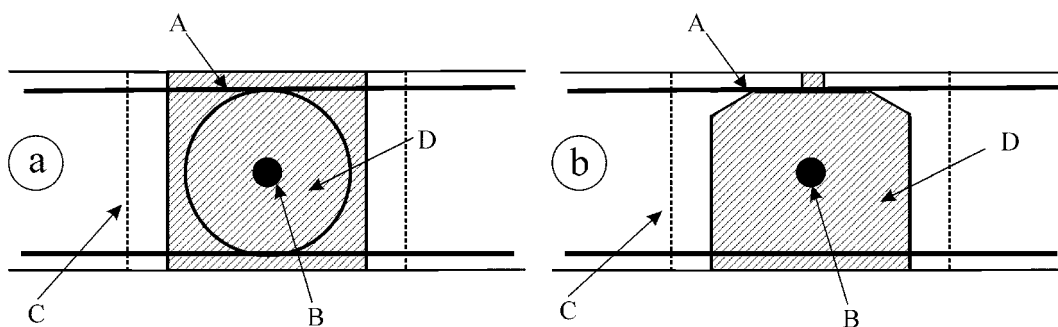
Leyenda

A Soldadura por solapo de las armaduras

Figura 5.15 – Armadura de tracción que pudiera ser necesaria en los extremos de los muros

- (7) Para mejorar la ductilidad local a lo largo de las conexiones verticales de los paneles de grandes dimensiones se deberán respetar las reglas adicionales siguientes:
 - a) se deberá disponer una armadura mínima a través de las conexiones igual al 0,10% para conexiones totalmente comprimidas, e igual a un 0,25% para conexiones que se encuentren parcialmente en compresión y parcialmente en tracción;

- b) la cuantía de armadura a través de las conexiones deberá limitarse, para evitar una pérdida brusca de la rigidez al superar el pico del diagrama de comportamiento. Si no se justifica adecuadamente, la cuantía de armadura no deberá superar el 2%;
- c) dicha armadura deberá distribuirse a lo largo de toda la longitud de la conexión. En la clase de ductilidad DCM esta armadura puede concentrarse en tres bandas (tope, mitad y fondo);
- d) deberán tomarse las medidas que aseguren la continuidad de la armadura a través de las conexiones panel-panel. Para ello, en las conexiones verticales las armaduras de acero se deberán anclar, bien con barras en U o, en el caso de uniones con al menos una cara libre, mediante soldadura a través de la conexión (véase la figura 5.16);
- e) para asegurar la continuidad a lo largo de la conexión después de la fisuración, se deberá disponer una armadura longitudinal de cuantía mínima $\rho_{c,min.} = 1\%$ dentro del mortero de relleno de la conexión (véase la figura 5.16).



Leyenda

- A Armadura que sobrepasa la conexión
- B Armadura longitudinal de la conexión
- C Dientes (entalladuras)
- D Mortero de relleno entre paneles

Figura 5.16 – Sección transversal de las conexiones verticales entre paneles prefabricados de grandes dimensiones, a) unión con dos caras libres; b) unión con una cara libre

(8) Como resultado de la capacidad de disipación de energía a lo largo de las conexiones verticales (y, en parte, a lo largo de las horizontales) de paneles de grandes dimensiones, los muros construidos con dichos paneles prefabricados están exentos de cumplir los requisitos indicados en los apartados 5.4.3.4.2 y 5.5.3.4.5, referentes al confinamiento de elementos de contorno.

5.11.3.5 Diafragmas

(1) Además de las disposiciones del apartado 10 del Anejo 19 del Código Estructural, referentes a losas, y de las indicadas en el apartado 5.10 de este Anejo, se aplican también las reglas de dimensionamiento siguientes en el caso de forjados con función de diafragma hechos de elementos prefabricados.

(2) Cuando no se satisfaga la condición de diafragma rígido del punto (4) del apartado 4.3.1, se deberá tener en cuenta en el modelo la deformabilidad en el forjado del piso, así como la de las conexiones con los elementos verticales.

- (3) El comportamiento rígido del diafragma se mejora si las juntas en el diafragma se sitúan sólo sobre sus apoyos. Una capa de recubrimiento adecuada de hormigón armado *in situ* puede mejorar enormemente la rigidez del diafragma. El espesor de esta capa de recubrimiento no deberá ser menor de 40 mm si la luz entre apoyos es menor de 8 m, o no menor de 50 mm para luces mayores; su armadura de malla deberá conectarse a los elementos verticales resistentes situados por encima y por debajo.
- (4) Los esfuerzos de tracción se deberán resistir mediante tirantes de acero dispuestos, al menos, a lo largo del perímetro del diafragma, así como a lo largo de algunas de las juntas de las losas prefabricadas. Si se usa una capa de recubrimiento fabricado *in situ*, esta armadura adicional se deberá colocar en esta capa de recubrimiento.
- (5) En cualquier caso, estos tirantes deberán formar un sistema continuo de armadura a lo largo y ancho de todo el diafragma, y deberán conectarse apropiadamente a cada elemento resistente al esfuerzo lateral.
- (6) Los esfuerzos cortantes actuantes en el plano a lo largo de las conexiones losa-losa o losa-viga, deberán calcularse de acuerdo con el apartado **4.4.2.5**. El valor de cálculo de la resistencia deberá obtenerse según el apartado **5.11.2.2**.
- (7) Los elementos sísmicos primarios, por encima y por debajo del diafragma, deberán conectarse adecuadamente al diafragma. Para ello, cualquier junta horizontal deberá armarse siempre apropiadamente. No se deberán considerar para esto las fuerzas de rozamiento debidas a los esfuerzos exteriores de compresión.

6 Reglas específicas para edificios de acero

6.1 Generalidades

6.1.1 Objeto y campo de aplicación

- (1) Para el proyecto de edificios de acero se aplica lo establecido en el Código Estructural (Anejos 22 a 29). Las reglas siguientes complementan dicha reglamentación.
- (2) Para edificios con estructuras mixtas de acero y hormigón se aplica el capítulo 7.

6.1.2 Principios de dimensionamiento

- (1) Los edificios de acero sismorresistentes deben proyectarse de acuerdo con uno de los siguientes principios (véase la tabla 6.1):
- principio a) Comportamiento estructural poco disipativo;
 - principio b) Comportamiento estructural disipativo.

Tabla 6.1 - Principios de dimensionamiento, clases de ductilidad estructural y límite superior de los valores de referencia de los coeficientes de comportamiento

Principio de dimensionamiento	Clase de ductilidad estructural	Rango de los valores de referencia del coeficiente de comportamiento q
Principio a) Comportamiento estructural poco disipativo	DCL (baja)	$\leq 1,5$
Principio b) Comportamiento estructural disipativo	DCM (media)	≤ 4 También limitado por los valores de la tabla 6.2
	DCH (alta)	Solamente limitado por los valores de la tabla 6.2

El valor para el límite superior de q para un comportamiento poco disipativo es 1,5.

No se establecen limitaciones geográficas a la elección del principio de dimensionamiento y de la clase de ductilidad DCM y DCH para estructuras de acero.

(2) En el principio a) los efectos de la acción se pueden obtener empleando un cálculo elástico global, sin considerar un comportamiento no lineal significativo del material. Cuando se use el espectro de cálculo definido en el apartado 3.2.2.5, el límite superior del valor de referencia del coeficiente de comportamiento q se tomará igual a 1,5 (véase el punto (1) anterior). En el caso de irregularidad en altura, el coeficiente de comportamiento q debería corregirse según el punto (7) del apartado 4.2.3.1, pero no es necesario tomarlo menor de 1,5.

3) En el principio a), donde el límite superior del valor de referencia de q se toma igual a 1,5, los elementos sísmicos primarios de la estructura pueden pertenecer a cualquiera de las cuatro clases de secciones transversales 1, 2, 3 o 4, según se definen en el punto (1) del apartado 5.5.2 del Anejo 22 de Código Estructural.

(4) En el principio a) la resistencia de los elementos y de las conexiones deberá evaluarse según el Código Estructural (Anejos 22 a 29) sin ningún requisito adicional. Para edificios que no están aislados sísmicamente (véase el capítulo 10), se recomienda el dimensionamiento conforme al principio a) solo para los casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1).

(5) En el principio b) se tiene en cuenta la capacidad de algunas partes de la estructura (zonas disipativas) para resistir las acciones del terremoto mediante su comportamiento fuera del dominio elástico. Cuando se use el espectro de cálculo definido en el apartado 3.2.2.5, el valor de referencia del coeficiente de comportamiento q se puede tomar mayor que el valor límite superior establecido en la tabla 6.1 para un comportamiento estructural poco disipativo. El valor límite superior de q depende de la clase de ductilidad y del tipo de estructura (véase 6.3). Cuando se adopte este principio b), se deben satisfacer los requisitos especificados en los apartados 6.2 a 6.11.

(6) Las estructuras dimensionadas según el principio b) deben pertenecer a las clases de ductilidad DCM o DCH. Estas clases corresponden a una mayor capacidad de la estructura para disipar energía mediante mecanismos plásticos. Dependiendo de la clase de ductilidad, deben cumplirse los requisitos específicos referentes a uno o más de los siguientes aspectos: clase de los perfiles de acero y capacidad de rotación de las conexiones.

6.1.3 Comprobaciones de seguridad

(1) Para las comprobaciones de estado límite último en acero estructural, el coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material $\gamma_s = \gamma_M$ debe tener en cuenta la posible degradación de la resistencia debida a deformaciones cíclicas.

Cuando debido a las disposiciones de ductilidad local, la relación entre la resistencia residual después de la degradación y la resistencia inicial sea aproximadamente igual a la relación entre los valores de γ_M para las combinaciones de carga accidental y fundamental, se aplicará en la situación sísmica de cálculo el coeficiente parcial de seguridad γ_s adoptado para las situaciones de cálculo persistente y transitoria.

(2) En las comprobaciones del dimensionamiento por capacidad especificadas en los apartados 6.5 a 6.8, deberá considerarse la posibilidad de que el límite elástico real del acero sea mayor que el límite elástico nominal, mediante un coeficiente de reserva de resistencia del material γ_{ov} (véase el punto (3) del apartado 6.2).

6.2 Materiales

(1) El acero estructural debe ser conforme con lo establecido en el Código Estructural.

(2) La distribución en la estructura de las propiedades del material, como el límite elástico y la dureza, debe ser tal que las zonas disipativas se formen donde estaba previsto en el dimensionamiento.

NOTA La plastificación de las zonas disipativas se produce, normalmente, antes de la salida del dominio elástico de las otras zonas durante el terremoto.

(3) El requisito indicado en el punto (2) anterior puede satisfacerse si el límite elástico del acero de las zonas disipativas y el dimensionamiento de la estructura cumplen alguna de las condiciones a), b) o c) siguientes:

a) valor superior del límite elástico, $f_{y,m\acute{a}x}$, del acero de las zonas disipativas satisface la ecuación:
$$f_{y,m\acute{a}x} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$$

donde

γ_{ov} es el coeficiente de reserva de resistencia usado en el cálculo, $\gamma_{ov} = 1,25$; y

f_y es el límite elástico nominal especificado para el tipo de acero en cuestión.

NOTA Para los aceros de tipo S235 y con $\gamma_{ov} = 1,25$, este método produce un máximo de $f_{y,máx} = 323 \text{ N/mm}^2$.

- b) el dimensionamiento de la estructura se realiza en función un único tipo de acero y un único límite elástico nominal f_y para el acero tanto de las zonas disipativas como de las no disipativas; se especifica un valor superior $f_{y,máx}$ para el acero de zonas disipativas; el valor nominal f_y de los aceros especificado para zonas no disipativas y uniones supera el valor máximo del límite elástico $f_{y,máx}$ de las zonas disipativas.

NOTA Esta condición normalmente conduce al uso de aceros tipo S355 en elementos y uniones no disipativos (dimensionados en base a la f_y de los aceros tipo S235), y al uso de aceros tipo S235 para elementos y uniones disipativos donde el valor máximo del límite elástico de los aceros tipo S235 está limitado a $f_{y,máx} = 355 \text{ N/mm}^2$.

- c) el límite elástico real, $f_{y,act}$, del acero de cada zona disipativa se determina mediante mediciones, y el coeficiente de reserva de resistencia se obtiene para cada zona disipativa según la ecuación $\gamma_{ov,act} = f_{y,act}/f_y$, siendo f_y el límite elástico nominal del acero de zonas disipativas.

NOTA Esta condición es aplicable cuando se usan aceros conocidos procedentes del stock, en la evaluación de edificios existentes, o cuando las hipótesis del lado de la seguridad utilizadas en el dimensionamiento relativas al límite elástico se confirman por mediciones realizadas antes de la construcción.

(4) Si se satisface la condición b) del punto **(3)** anterior, el coeficiente de reserva de resistencia, γ_{ov} , puede tomarse igual a 1,0 en las comprobaciones del dimensionamiento para elementos estructurales definidas en los apartados **6.5** a **6.8**. En la comprobación de la ecuación (6.1) para conexiones, el valor de γ_{ov} a emplear es el mismo que en la condición a) del punto **(3)**.

(5) Si se satisface la condición c) del punto **(3)** anterior, el coeficiente de reserva de resistencia, γ_{ov} , se deberá tomar igual al máximo entre los valores $\gamma_{ov,act}$ obtenidos en las comprobaciones especificadas en los apartados **6.5** a **6.8**.

(6) Para zonas disipativas, el valor del límite elástico $f_{y,máx}$ considerado en la aplicación de las condiciones indicadas en el punto **(3)** se deberá especificar y anotar en los planos.

(7) La dureza de los aceros y de las soldaduras deberá satisfacer los requisitos para la acción sísmica con el valor cuasi-permanente de la temperatura de servicio (véase el Anejo 28 del Código Estructural).

(8) Se deberán definir en las especificaciones de proyecto la dureza requerida de los aceros y de las soldaduras, así como la temperatura de servicio mínima adoptada en combinación con la acción sísmica.

(9) En uniones atornilladas de elementos sísmicos primarios, se deberán usar tornillos de alta resistencia de las categorías 8.8 o 10.9.

(10) El control de las propiedades de los materiales debe realizarse conforme al apartado **6.11**.

6.3 Tipos de estructuras y coeficientes de comportamiento

6.3.1 Tipos de estructuras

(1) Los edificios de acero deben clasificarse dentro de uno de los tipos de estructuras siguientes, en función del comportamiento de su estructura resistente primaria bajo acciones sísmicas (véanse las figuras 6.1 a 6.8):

- a) Pórticos resistentes a flexión: estructuras en las que la resistencia a las fuerzas horizontales se produce, principalmente, por elementos actuando a flexión.
- b) Pórticos con triangulaciones centradas: estructuras en las que la resistencia a las fuerzas horizontales se produce, principalmente, por elementos sometidos a esfuerzos axiales.
- c) Pórticos con triangulaciones descentradas: estructuras en las que la resistencia a las fuerzas horizontales se produce, principalmente, por elementos sometidos a esfuerzos axiales, pero en los cuales la excentricidad de la geometría es tal que la energía se puede disipar en los acoplamientos sísmicos mediante flexión cíclica o cortante cíclico.
- d) Estructuras de péndulo invertido: estructuras definidas en el apartado **5.1.2**, en las que las zonas disipativas están localizadas en la base de los pilares.
- e) Estructuras con núcleos de hormigón o muros de hormigón: estructuras en las que la resistencia a las fuerzas horizontales se produce, principalmente, por dichos núcleos o muros (muros pantalla).
- f) Pórticos resistentes a flexión, combinadas con triangulaciones centradas.
- g) Pórticos resistentes a flexión, combinados con los rellenos.

(2) En pórticos resistentes a flexión, las zonas disipativas deberán localizarse principalmente en las rótulas plásticas formadas en las vigas o en las uniones entre viga y pilar, de modo que la energía se disipe mediante flexión cíclica. Estas zonas disipativas pueden también localizarse en los pilares:

- en la base del pórtico;
- en la parte superior de los pilares de la última planta en edificios de varias plantas;
- en las partes superior e inferior de los pilares de edificios de una planta en los cuales N_{Ed} en los pilares cumpla la condición: $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$.

(3) En pórticos con triangulaciones centradas, las zonas disipativas deberán localizarse principalmente en las diagonales a tracción.

Las triangulaciones (arriostramientos) pueden pertenecer a una de las siguientes categorías:

- triangulaciones diagonales de tracción activas, en las que la resistencia a las fuerzas horizontales se puede asegurar por medio de las diagonales a tracción exclusivamente, despreciando las diagonales a compresión;

- triangulaciones en V, en las que la resistencia a las fuerzas horizontales se puede asegurar tanto por las diagonales a tracción como por las diagonales a compresión. El punto de intersección de estas diagonales se encuentra sobre un elemento horizontal que debe ser continuo.

Las triangulaciones en K, en los que la intersección de las diagonales se encuentra en un pilar (véase la figura 6.9) no pueden usarse.

(4) En pórticos con triangulaciones descentradas, se deberán emplear configuraciones que aseguren que todos los acoplamientos sísmicos sean activos, como se muestra en la figura 6.4.

(5) Las estructuras de péndulo invertido se pueden considerar como pórticos resistentes a flexión supuesto que las estructuras sismorresistentes poseen más de un pilar en cada plano resistente y que se satisface la siguiente condición de limitación del esfuerzo axial en cada uno de los pilares: $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$.

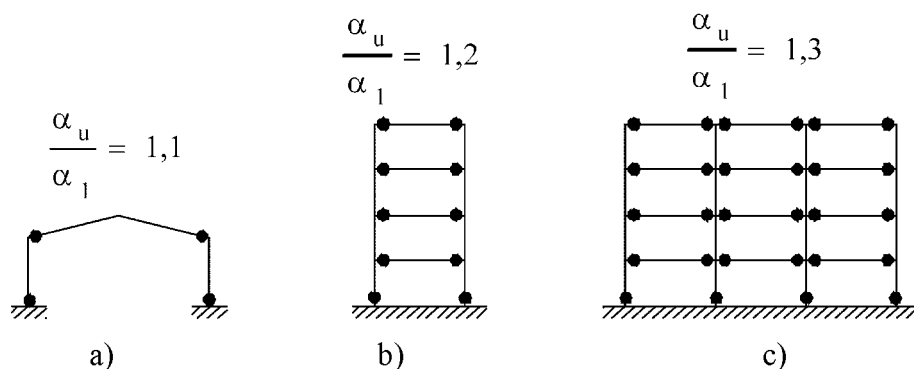


Figura 6.1 – Pórticos resistentes a flexión (zonas disipativas en vigas y en la parte inferior de pilares) Valores por defecto para α_u/α_l (véase el punto (3) del apartado 6.3.2 y la tabla 6.2)

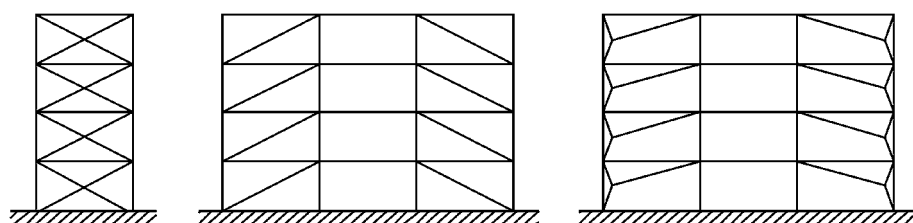


Figura 6.2 - Pórticos con triangulaciones centradas diagonales (zonas disipativas sólo en las diagonales a tracción)

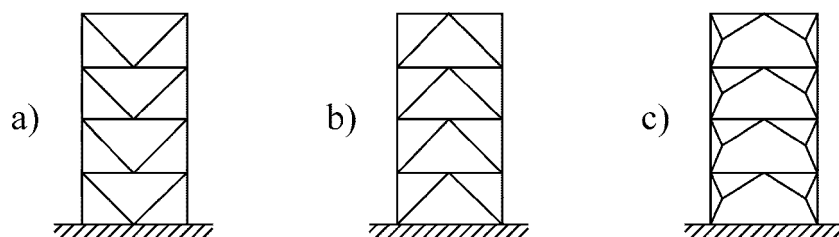


Figura 6.3 – Pórticos con triangulaciones centradas en V (zonas disipativas en las diagonales a tracción y las diagonales a compresión)

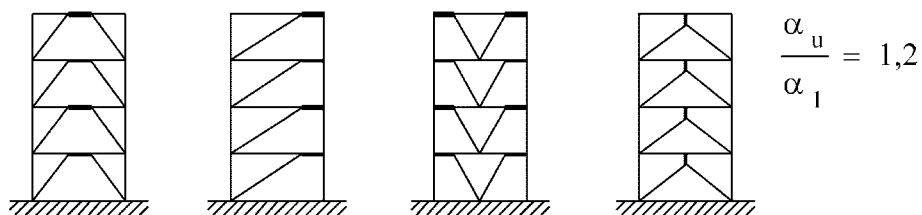


Figura 6.4 - Pórticos con triangulaciones descentradas
(zonas disipativas en acoplamientos a flexión y a cortante).

Valores por defecto para α_u/α_1
(véase el punto (3) del apartado 6.3.2 y la tabla 6.2)

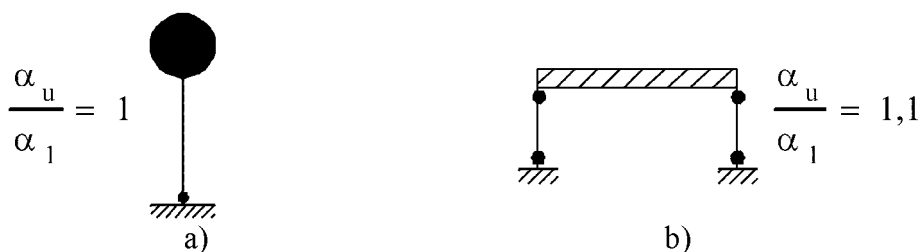


Figura 6.5 - Estructuras de péndulo invertido:

a) zonas disipativas en la base del pilar;

b) zonas disipativas en pilares ($N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$).

Valores por defecto para α_u/α_1 (véase el punto (3) del apartado 6.3.2 y la tabla 6.2)

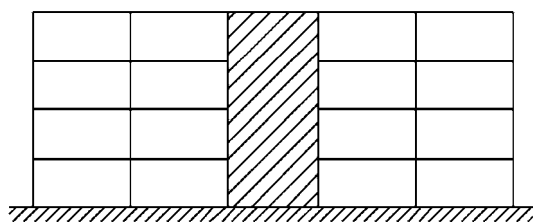


Figura 6.6 - Estructuras con núcleos de hormigón o muros de hormigón

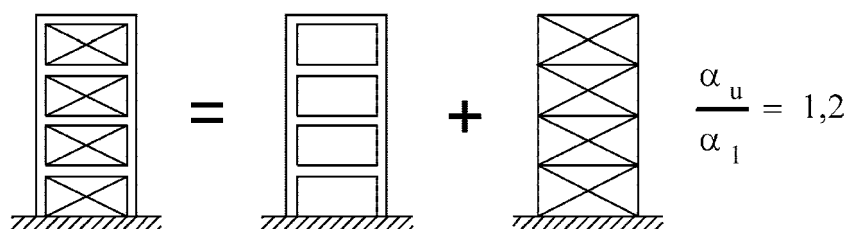


Figura 6.7 - Pórticos resistentes a flexión combinados con triangulaciones centradas
(zonas disipativas en el pórtico a flexión y en las diagonales a tracción)

Valores por defecto para α_u/α_1 (véase el punto (3) del apartado 6.3.2 y la tabla 6.2)

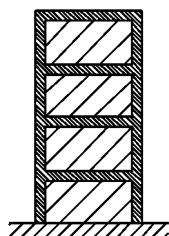


Figura 6.8 - Pórticos resistentes a flexión combinados con rellenos

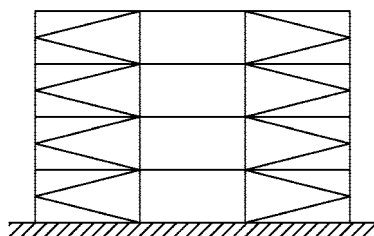


Figura 6.9 - Pórtico con triangulaciones en K (no permitido)

6.3.2 Coeficientes de comportamiento

(1) El coeficiente de comportamiento q , introducido en el apartado 3.2.2.5, tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía de la estructura. Para sistemas estructurales regulares se deberá tomar un coeficiente de comportamiento q con los límites superiores de los valores de referencia especificados en la tabla 6.2, supuesto que se cumplen las reglas indicadas en los apartados 6.5 a 6.11.

Tabla 6.2 - Límites superiores de los valores de referencia de los coeficientes de comportamiento para sistemas regulares en altura

TIPO ESTRUCTURAL	Clase de ductilidad	
	DCM	DCH
a) Pórticos resistentes a flexión	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
b) Pórticos con triangulaciones centradas		
Triangulaciones diagonales	4	4
Triangulaciones en V	2	2,5
c) Pórticos con triangulaciones descentradas	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
d) Estructuras de péndulo invertido	2	$2 \alpha_u / \alpha_1$
e) Estructuras con núcleos de hormigón o muros de hormigón	Véase el capítulo 5	
f) Pórticos a flexión combinados con arriostramientos concéntricos	4	$4 \alpha_u / \alpha_1$
g) Pórticos resistentes a flexión combinados con rellenos	2	2
Rellenos de hormigón o de fábrica no conectados, en contacto con la estructura	Véase el capítulo 7	
Rellenos de hormigón armado conectados	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
Rellenos aislados del pórtico resistente a flexión (véanse los pórticos		

resistentes a flexión)

(2) Si el edificio es irregular en altura (véase **4.2.3.3**) los valores límites superiores de q indicados en la tabla 6.2 se deberán reducir en un 20% (véase el punto **(7)** del apartado **4.2.3.1** y la tabla 4.1).

(3) Para edificios regulares en planta, si no se realizan cálculos para determinar α_u/α_1 , se pueden usar los valores por defecto aproximados de la relación α_u/α_1 indicados en las figuras 6.1 a 6.8. Los parámetros α_1 y α_u se definen como sigue:

α_1 es el valor por el que se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, con objeto de alcanzar primero la resistencia plástica en algún elemento de la estructura, mientras el resto de acciones de cálculo permanecen constantes;

α_u es el valor por el que se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, con objeto de que las rótulas plásticas se formen en un número suficiente de secciones para el desarrollo de una inestabilidad global de la estructura, mientras que el resto de las acciones de cálculo permanecen constantes. El coeficiente α_u puede obtenerse mediante un análisis global estático no lineal (empujes incrementales).

(4) Para edificios no regulares en planta (véase **4.2.3.2**), el valor aproximado de α_u/α_1 que puede usarse, si no se realizan cálculos para su evaluación, es igual a la media entre (a) 1,0; y (b) el valor dado en las figuras 6.1 a 6.8.

(5) Se permiten valores de α_u/α_1 mayores que los especificados en los puntos **(3)** y **(4)** anteriores, siempre que puedan confirmarse con el cálculo de α_u/α_1 mediante un análisis global estático no lineal (empujes incrementales).

(6) El valor máximo de α_u/α_1 que puede usarse en el dimensionamiento es igual a 1,6, incluso si el análisis mencionado en el punto **(5)** anterior proporciona valores potenciales mayores.

6.4 Análisis estructural

(1) El dimensionamiento de los forjados con función de diafragma deberá ser conforme con el apartado **4.4.2.5**.

(2) A menos que se especifique lo contrario en este capítulo (por ejemplo, para los pórticos con triangulaciones centradas, véanse los puntos **(1)** y **(2)** del apartado **6.7.2**) el análisis de la estructura puede realizarse suponiendo que todos los elementos de la estructura sismorresistente son activos.

6.5 Criterios de dimensionamiento y reglas de detalles constructivos comunes a todos los tipos de estructuras con comportamiento estructural disipativo

6.5.1 Generalidades

(1) Los criterios de dimensionamiento indicados en el apartado **6.5.2** deberán aplicarse a las partes sismorresistentes de las estructuras dimensionadas conforme al principio de comportamiento estructural disipativo.

(2) Los criterios de dimensionamiento indicados en el apartado **6.5.2** se consideran satisfechos si se observan las reglas de detalles constructivos indicadas en los apartados **6.5.3** a **6.5.5**.

6.5.2 Reglas de dimensionamiento para estructuras disipativas

(1) Las estructuras con zonas disipativas deben dimensionarse de manera que la plastificación, el pandeo local o cualquier otro fenómeno debido al comportamiento de histéresis no afecten a la estabilidad global de la estructura.

NOTA Se considera que los coeficientes q indicados en la tabla 6.2 cumplen este requisito (véase el punto (2) del apartado 2.2.2).

(2) Las zonas disipativas deben tener una resistencia y ductilidad adecuadas. La resistencia debe comprobarse conforme al Código Estructural (Anejos 22 a 29).

(3) Las zonas disipativas pueden localizarse en los elementos estructurales o en las conexiones.

(4) Si las zonas disipativas se localizan en los elementos estructurales, las partes no disipativas y las conexiones de las partes disipativas con el resto de la estructura deben tener una reserva de resistencia suficiente para permitir el desarrollo de plastificación cíclica en las partes disipativas.

(5) Cuando las zonas disipativas estén localizadas en las uniones, los elementos conectados deben tener una reserva de resistencia suficiente para permitir el desarrollo de la plastificación cíclica en dichas uniones.

6.5.3 Reglas de dimensionamiento para elementos disipativos a compresión o flexión

(1) Se debe asegurar una ductilidad local suficiente para los elementos que disipan energía en compresión o flexión, limitando la relación entre la anchura y el espesor, b/t , de acuerdo con las clases de sección especificadas en el apartado 5.5 del Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Los requisitos relativos a las clases de sección de los elementos de acero que disipan energía se indican en la tabla 6.3 en función de la clase de ductilidad y del coeficiente de comportamiento q usados en el dimensionamiento.

Tabla 6.3 - Requisitos para las clases de sección de elementos disipativos dependiendo de las clases de ductilidad y del coeficiente de comportamiento de referencia

Clase de ductilidad	Valor de referencia del coeficiente de comportamiento q	Clase requerida de la sección
DCM	$1,5 < q \leq 2$	Clase 1, 2 o 3
	$2 < q \leq 4$	Clase 1 o 2
DCH	$q > 4$	Clase 1

6.5.4 Reglas de dimensionamiento para partes o elementos a tracción

(1) En el caso de elementos o partes de elementos sometidos a tracción se deberá cumplir el requisito de ductilidad indicado en el punto (3) del apartado 6.2.3 del Anejo 22 del Código Estructural.

6.5.5 Reglas de dimensionamiento para uniones en zonas disipativas

(1) El dimensionamiento de las uniones debe ser tal que limite la localización de las deformaciones unitarias plásticas, el nivel de las tensiones residuales, y que evite los defectos de construcción.

(2) Se puede considerar que las conexiones no disipativas de los elementos disipativos realizadas con soldaduras a tope de penetración total cumplen con el criterio de reserva de resistencia.

(3) Para uniones con soldaduras en ángulo o uniones atornilladas, se deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} \quad (6.1)$$

donde

R_d es la resistencia de la conexión, de acuerdo con el Código Estructural (Anejos 22 a 29);

R_{fy} es la resistencia plástica del elemento disipativo enlazado, basada en el valor de cálculo del límite elástico del material, según se define en el Código Estructural (Anejos 22 a 29);

γ_{ov} es el coeficiente de reserva de resistencia (véase el punto (2) del apartado 6.1.3, y el apartado 6.2).

(4) Deberán usarse uniones atornilladas a cortante de categoría B y C según el apartado 3.4.1 del Anejo 26 del Código Estructural, y uniones atornilladas a tracción de categoría E, según el apartado 3.4.2 de dicho Anejo. También se permiten las uniones a cortante con tornillos adecuados. Las superficies de rozamiento deberán pertenecer a las clases A o B, de acuerdo con el artículo 93.8 del Código Estructural.

(5) Para uniones atornilladas a cortante, el valor de cálculo de la resistencia a cortante de los tornillos deberá ser mayor de 1,2 veces el valor de cálculo de la capacidad resistente.

(6) Se deberá confirmar la adecuación del dimensionamiento mediante evidencias experimentales, por lo que la resistencia y la ductilidad de los elementos y sus uniones bajo carga cíclica se deberán, a su vez, confirmar mediante evidencias experimentales, con objeto de satisfacer los requisitos específicos definidos en los apartados 6.6 a 6.9 para cada tipo de estructura y clase de ductilidad estructural. Esto se aplica a uniones de resistencia parcial o total en zonas disipativas o adyacentes a dichas zonas.

(7) La evidencia experimental puede basarse en los datos existentes. De otro modo, deberán realizarse ensayos.

6.6 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos resistentes a flexión

6.6.1 Criterios de dimensionamiento

(1) Los pórticos resistentes a flexión deben dimensionarse de manera que las rótulas plásticas se formen en las vigas o en las conexiones de las vigas con los pilares, pero no en los pilares, según el apartado 4.4.2.3. Este requisito no se aplica ni en la base de la estructura, ni en la planta superior de edificios de varias plantas, ni en edificios de una sola planta.

(2) Dependiendo de la localización de las zonas disipativas, se aplica el punto (4) o el punto (5) del apartado 6.5.2.

(3) El patrón de formación de rótulas requerido deberá conseguirse observando las reglas indicadas en los apartados 4.4.2.3, 6.6.2, 6.6.3, y 6.6.4.

6.6.2 Vigas

(1) Deberá comprobarse que las vigas tengan una resistencia suficiente frente a rotura por pandeo por

flexión fuera del plano y por pandeo lateral de acuerdo con el Código Estructural (Anejos 22 a 29), suponiendo la formación de una rótula plástica en un extremo de la viga. El extremo de la viga que deberá considerarse es el más solicitado en la situación sísmica de cálculo.

(2) Para las rótulas plásticas de las vigas, deberá comprobarse que ni el momento plástico resistente total ni la capacidad de rotación se reducen por compresión o esfuerzos cortantes. Para ello, se deberán comprobar las siguientes condiciones en los puntos en que se espere la formación de rótulas:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.4)$$

donde

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (6.5)$$

N_{Ed} es valor de cálculo del esfuerzo axial;

M_{Ed} es valor de cálculo del momento flector;

V_{Ed} es valor de cálculo del esfuerzo cortante;

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ son los valores de cálculo de las resistencias, de acuerdo con el Código Estructural;

$V_{Ed,G}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante debido a las acciones no sísmicas;

$V_{Ed,M}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante debido a la aplicación de los momentos plásticos $M_{pl,Rd,A}$ y $M_{pl,Rd,B}$ con signos opuestos en los extremos A y B de la viga.

NOTA $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L$ es la condición más desfavorable, correspondiente a una viga de luz L y zonas disipativas en ambos extremos.

(3) Para secciones pertenecientes a la clase 3 de sección transversal, las ecuaciones (6.2) a (6.5) deberán comprobarse reemplazando $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ por $N_{el,Rd}$, $M_{el,Rd}$, $V_{el,Rd}$.

(4) Si no se cumple la ecuación (6.3), el requisito especificado en el punto (2) anterior se considera satisfecho si se cumplen las disposiciones del apartado 6.2.9.1 del Anejo 22 del Código Estructural.

6.6.3 Pilares

(1) Los pilares deben comprobarse a compresión, considerando la combinación más desfavorable del esfuerzo axial y de los momentos flectores. En las comprobaciones, N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} deberán obtenerse mediante:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E} \end{aligned} \quad (6.6)$$

donde

$N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) son los esfuerzos de compresión (momento flector y esfuerzo cortante, respectivamente) en el pilar, debidos a las acciones no sísmicas incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo;

$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) son los esfuerzos de compresión (momento flector y esfuerzo cortante, respectivamente) en el pilar debido a la acción sísmica de cálculo;

γ_{ov} es el coeficiente de reserva de resistencia (véase el punto (2) del apartado 6.1.3 y el punto (3) del apartado 6.2);

Ω es el valor mínimo de $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ de todos los pilares en los que existen zonas disipativas; $M_{Ed,i}$ es el valor de cálculo del momento flector en la viga i para la situación sísmica de cálculo y $M_{pl,Rd,i}$ es el momento plástico correspondiente.

(2) En pilares en los que se formen rótulas plásticas como se indica en el punto (1) del apartado 6.6.1, la comprobación deberá tener en cuenta que en dichas rótulas plásticas el momento que actúa es igual a $M_{pl,Rd}$.

(3) La comprobación de la resistencia de los pilares deberá realizarse conforme al apartado 6 del Anejo 22 del Código Estructural.

(4) El esfuerzo cortante del pilar V_{Ed} , resultante del cálculo estructural, deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.7)$$

(5) La transmisión de esfuerzos de las vigas a los pilares deberá ser conforme con las reglas de dimensionamiento indicadas en el apartado 6 del Anejo 26 del Código Estructural.

(6) La resistencia a cortante de paneles del alma enmarcados en las conexiones entre viga y pilar (véase la figura 6.10) deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.8)$$

donde

$V_{wp,Ed}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante en el panel del alma debido a los efectos de las acciones, teniendo en cuenta la resistencia plástica de las zonas disipativas adyacentes en vigas o conexiones;

$V_{wp,Rd}$ es la resistencia a cortante del panel del alma de acuerdo con el apartado 6.2.6.1 del Anejo 26 del Código Estructural. No se requiere tener en cuenta el efecto de las tensiones del esfuerzo axial y del momento flector sobre la resistencia plástica a cortante.

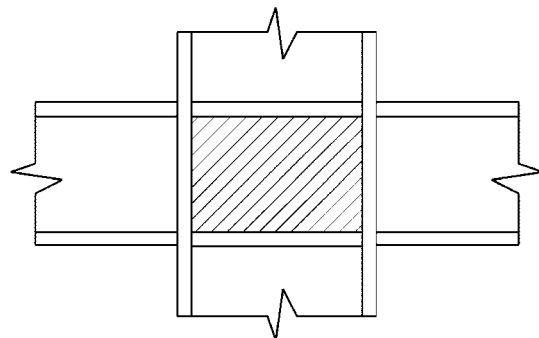


Figura 6.10 - Panel del alma enmarcado por alas y rigidizadores

(7) Deberá comprobarse también que la resistencia a abolladura por cortante de los paneles del alma es conforme con el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd} \quad (6.9)$$

donde

$V_{wb,Rd}$ es la resistencia a abolladura por cortante del panel del alma.

6.6.4 Conexiones de viga a pilar

(1) Si la estructura se dimensiona para disipar energía en las vigas, las conexiones de viga a pilar deberán dimensionarse para el grado de reserva de resistencia necesario (véase 6.5.5), teniendo en cuenta el momento resistente $M_{pl,Rd}$ y el esfuerzo cortante ($V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$) evaluados en el apartado 6.6.2.

(2) Se permiten las uniones semirrígidas disipativas y/o de resistencia parcial, si se cumplen los requisitos siguientes:

- a) la conexión tiene una capacidad de rotación coherente con las deformaciones globales;
- b) se ha demostrado que los elementos que confluyen en las conexiones son estables en el estado límite último (ELU);
- c) el efecto de la deformación de la conexión sobre el desplazamiento global se ha tenido en cuenta usando un análisis global estático no lineal (empujes incrementales) o un análisis no lineal en el dominio del tiempo.

(3) El dimensionamiento de la conexión deberá ser tal que la capacidad de rotación de la zona de la rótula plástica, θ_p , no sea menor de 35 mrad para estructuras de clase de ductilidad DCH, y de 25 mrad para estructuras de clases de ductilidad DCM con $q > 2$. La rotación, θ_p , se define como:

$$\theta_p = \delta / 0,5L \quad (6.10)$$

donde (véase la figura 6.11)

δ es la flecha de la viga a mitad del vano;

L es la luz de la viga.

Deberá asegurarse la capacidad de rotación de la zona de la rótula plástica, θ_p , bajo carga cíclica, sin una degradación de la resistencia ni la rigidez mayor del 20%. Este requisito es válido independiente-mente de la localización prevista de las zonas disipativas.

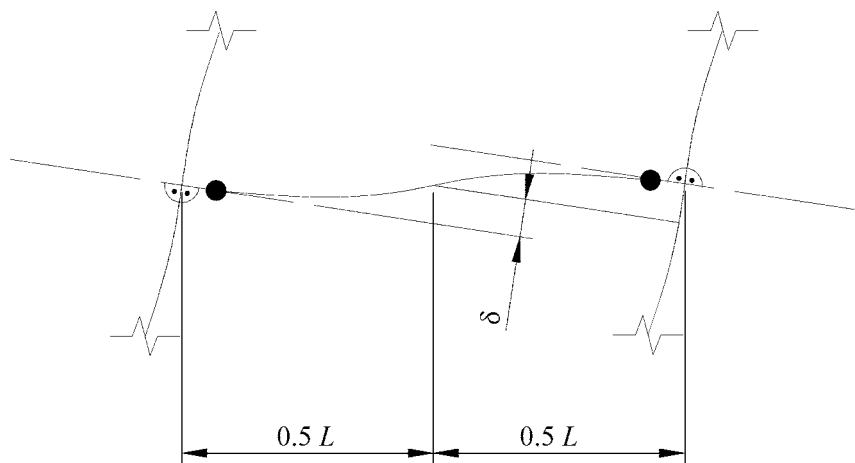


Figura 6.11 - Flecha de la viga para el cálculo de θ_p

- (4) En los experimentos realizados para evaluar θ_p , la resistencia a cortante del panel del alma entre pilares deberá satisfacer la ecuación (6.8) y la deformación por cortante del panel entre pilares no deberá contribuir en más del 30% a la capacidad de rotación plástica, θ_p .
- (5) La deformación elástica del pilar no deberá incluirse en la evaluación de θ_p .
- (6) Cuando se usen conexiones de resistencia parcial, el dimensionamiento por capacidad del pilar deberá derivarse de la capacidad plástica de las uniones.

6.7 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos con triangulaciones (arriostramientos) centradas

6.7.1 Criterios de dimensionamiento

- (1) Los pórticos con triangulaciones centradas deben dimensionarse de manera que la plastificación de las diagonales en tracción tenga lugar antes de la rotura de las conexiones y antes de la plastificación o el pandeo de las vigas o pilares.
- (2) Los elementos diagonales de los arriostramientos deben colocarse de manera que la estructura muestre, bajo las inversiones de esfuerzos, similares características carga-flecha en cada planta en sentidos opuestos de la misma dirección de arriostramiento.
- (3) Para ello, se deberá cumplir la siguiente regla en cada planta:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (6.11)$$

donde A^+ y A^- son las áreas de las proyecciones horizontales de las secciones transversales de las diagonales a tracción, cuando las acciones sísmicas horizontales tienen dirección positiva o negativa, respectivamente (véase la figura 6.12).

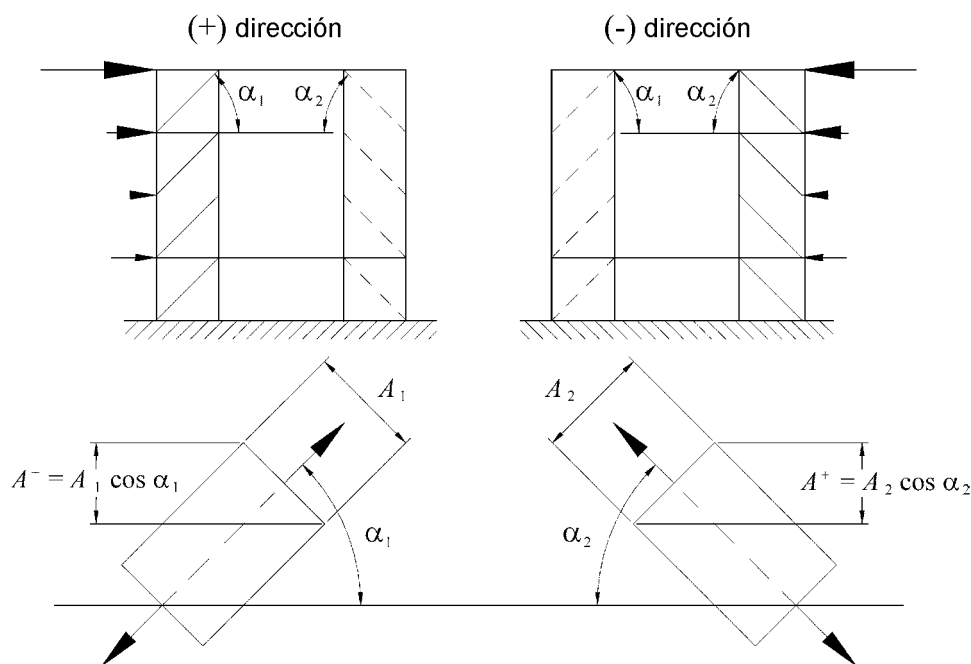


Figura 6.12 - Ejemplo de aplicación del punto (3) del apartado 6.7.1

6.7.2 Análisis

(1) Bajo condiciones de cargas gravitatorias, debe considerarse que dichas cargas se resisten exclusivamente por las vigas y pilares, sin tener en cuenta los elementos de arriostramiento (triangulaciones).

(2) En un análisis elástico para la acción sísmica, las diagonales deben tenerse en cuenta del modo siguiente:

- en estructuras con triangulaciones diagonales, sólo deben tenerse en cuenta las diagonales en tracción;
- en estructuras con triangulaciones en V, deben tenerse en cuenta tanto las diagonales en tracción como las diagonales en compresión.

(3) En el análisis de cualquier tipo de arriostramiento concéntrico, se permite tener en cuenta tanto las diagonales a tracción como las diagonales a compresión siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

- a) se usa un análisis global estático no lineal (empujes incrementales) o un análisis no lineal en el dominio del tiempo;
- b) en el modelo de comportamiento de las diagonales se tienen en cuenta las situaciones pre-pandeo y post-pandeo; y
- c) se proporciona la información de base que justifica el modelo usado para representar el comportamiento de las diagonales.

6.7.3 Elementos diagonales

(1) En pórticos con triangulaciones en X, la esbeltez adimensional, $\bar{\lambda}_x$, definida en el Anejo 22 del Código Estructural deberá limitarse a $1,3 < \bar{\lambda}_x \leq 2,0$.

NOTA El límite de 1,3 se define para evitar la sobrecarga de los pilares en la fase previa al pandeo (cuando tanto las diagonales de compresión como las de tracción están activas) más allá de los efectos de la acción obtenidos de un análisis en estado último donde solo la diagonal de tracción se considera activa.

(2) En pórticos con triangulaciones diagonales en los que las diagonales no se disponen como triangulaciones diagonales en X (véase, por ejemplo, la figura 6.12), la esbeltez adimensional, $\bar{\lambda}_x$, deberá ser menor o igual que 2,0.

(3) En pórticos con triangulaciones en V la esbeltez adimensional, $\bar{\lambda}_x$, deberá ser menor o igual que 2,0.

(4) En estructuras de hasta dos plantas, no hay limitación para $\bar{\lambda}_x$.

(5) La resistencia plástica, $N_{pl,Rd}$, de la sección transversal bruta de las diagonales deberá ser tal que $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$.

(6) En pórticos con triangulaciones en V, las diagonales comprimidas deberán dimensionarse para la resistencia a compresión, de acuerdo con el Código Estructural (Anejos 22 a 29).

(7) Las conexiones de las diagonales a cualquier otro elemento deberán satisfacer las reglas de dimensionamiento del apartado 6.5.5.

(8) Con objeto de satisfacer un comportamiento disipativo homogéneo de las diagonales, deberá comprobarse que la máxima reserva de resistencia, Ω_i , definida en el punto (1) del apartado 6.7.4 no difiere del valor mínimo, Ω , en más del 25%.

(9) Se permiten las conexiones disipativas semirrígidas y/o de resistencia parcial, supuesto de que se satisfacen las condiciones siguientes:

- las conexiones tienen una capacidad de alargamiento coherente con las deformaciones globales;
- el efecto de la deformación de las conexiones sobre el desplazamiento global se tiene en cuenta usando un análisis global estático no lineal (empujes incrementales) o un análisis no lineal en el dominio del tiempo.

6.7.4 Vigas y pilares

(1) Las vigas y pilares bajo esfuerzos axiales deberán cumplir los requisitos de resistencia mínima siguientes:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (6.12)$$

donde

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$	es el valor de cálculo de la resistencia a pandeo de la viga o del pilar conforme al Código Estructural, teniendo en cuenta la interacción de la resistencia a pandeo con el momento flector M_{Ed} , definido como su valor de cálculo para la situación sísmica de cálculo;
$N_{Ed,G}$	es el esfuerzo axial en la viga o en el pilar debido a las acciones no sísmicas incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo;
$N_{Ed,E}$	es el esfuerzo axial en la viga o en el pilar debido a la acción sísmica de cálculo;
γ_{ov}	es el coeficiente de reserva de resistencia (véase el punto (2) del apartado 6.1.3 y el punto (3) del apartado 6.2);
Ω	es el valor mínimo de $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ sobre todas las diagonales del sistema de pórticos con triangulaciones, donde: $N_{pl,Rd,i}$ es el valor de cálculo de la resistencia de la diagonal i ; $N_{Ed,i}$ es el valor de cálculo del esfuerzo axial en la misma diagonal i en la situación sísmica de cálculo.

(2) En pórticos con triangulaciones en V, las vigas deberán dimensionarse de modo que resistan:

- todas las acciones no sísmicas sin considerar los apoyos intermedios dados por las diagonales;
- el efecto vertical de la acción sísmica no equilibrada aplicado a la viga por las triangulaciones después del pandeo de la diagonal en compresión. Este efecto de la acción se calcula usando $N_{pl,Rd}$ para el arriostramiento (triangulación) a tracción y $\gamma_{pb} N_{pl,Rd}$ para el arriostramiento (triangulación) a compresión. El valor de γ_{pb} es 0,3

NOTA El coeficiente γ_{pb} se usa para la estimación de la resistencia post-pandeo de las diagonales en compresión.

(3) En pórticos con triangulaciones diagonales en los que las diagonales a tracción y compresión no se intersectan (por ejemplo, las diagonales de la figura 6.12), el dimensionamiento deberá tener en cuenta los esfuerzos de tracción y compresión que se desarrollan en los pilares adyacentes a las diagonales comprimidas y que corresponden a los esfuerzos de compresión en dichas diagonales, iguales al valor de cálculo de su resistencia a pandeo.

6.8 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos con triangulaciones descentradas

6.8.1 Criterios de dimensionamiento

- (1) Los pórticos con triangulaciones descentradas deben dimensionarse de manera que los elementos o partes de los elementos específicos llamados acoplamiento sísmico sean capaces de disipar energía mediante la formación de mecanismos de flexión plástica y/o de cortante plástico.
- (2) El sistema estructural debe dimensionarse de manera que se alcance un comportamiento disipativo homogéneo de todo el conjunto de acoplamiento sísmico.

NOTA Las reglas indicadas a continuación pretenden asegurar que la plastificación en los acoplamientos, incluyendo efectos del endurecimiento por deformación en las rótulas plásticas o paneles de cortante, se producirá antes de la plastificación o rotura en cualquier otro lugar.

(3) Los acoplamientos sísmicos pueden ser elementos horizontales o verticales (véase la figura 6.4).

6.8.2 Acoplamientos sísmicos

(1) El alma de un acoplamiento (tramo de acoplamiento sísmico) deberá ser de espesor constante, sin pletinas de refuerzo y sin orificios o entregas.

(2) Los acoplamientos sísmicos se clasifican en tres categorías, en función del tipo de mecanismo plástico desarrollado:

- acoplamientos cortos, que disipan la energía por plastificación, principalmente a cortante;
- acoplamientos largos, que disipan la energía por plastificación, principalmente a flexión;
- acoplamientos intermedios, en los que el mecanismo plástico implica flexión y cortante.

(3) Para secciones en I, se usan los siguientes parámetros para definir los valores de cálculo de las resistencias y los límites de las categorías:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (6.13)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad (6.14)$$

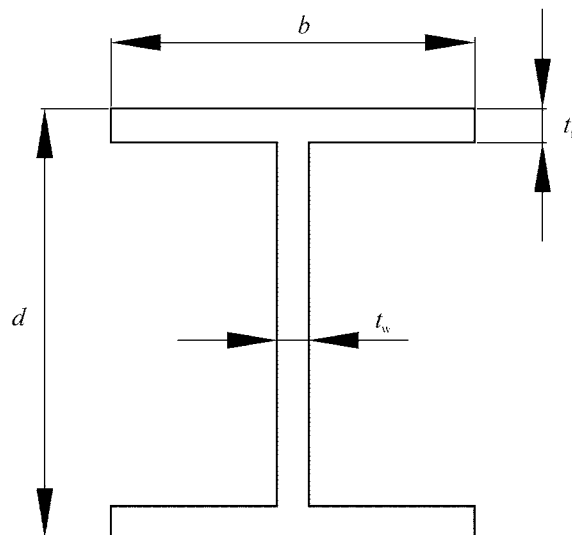


Figura 6.13 - Definición de los símbolos para las secciones en I de los acoplamientos

(4) Si $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$, el valor de cálculo de la resistencia del acoplamiento deberá satisfacer las dos condiciones siguientes en los dos extremos de dicho acoplamiento:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (6.15)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (6.16)$$

donde

N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed} son los valores de cálculo de los efectos de la acción, respectivamente, el valor de cálculo del esfuerzo axial, el valor de cálculo del momento flector y el valor de cálculo del cortante, en los dos extremos del acoplamiento.

(5) Si $N_{Ed}/N_{Rd} > 0,15$, se deberán satisfacer las ecuaciones (6.15) y (6.16) con los valores reducidos siguientes, $V_{p,link,r}$ y $M_{p,link,r}$, usados en vez de $V_{p,link}$ y $M_{p,link}$:

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{0,5} \quad (6.17)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right] \quad (6.18)$$

(6) Si $N_{Ed}/N_{Rd} \geq 0,15$, la longitud e del acoplamiento no deberá superar:

$$e \leq 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{cuando } R < 0,3 \quad (6.19)$$

o bien

$$e \leq (1,15 - 0,5R) 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{cuando } R \geq 0,3 \quad (6.20)$$

donde $R = N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - t_f) / (V_{Ed} \cdot A)$, siendo A el área bruta del acoplamiento.

(7) Para alcanzar un comportamiento disipativo global de la estructura, deberá comprobarse que cada uno de los valores de las relaciones Ω_i definidas en el punto **(1)** del apartado **6.8.3** no superen el valor mínimo Ω resultante del punto **(1)** del apartado **6.8.3** en más del 25% de dicho valor mínimo.

(8) En el caso en que puedan aparecer simultáneamente momentos iguales en ambos extremos del acoplamiento [véase la figura 6.14a)], estos acoplamientos pueden clasificarse según la longitud e . Para secciones en I, las categorías son:

$$\text{- acoplamientos cortos} \quad e < e_s = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.21)$$

$$\text{- acoplamientos largos} \quad e > e_L = 3,0 M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.22)$$

$$\text{- acoplamientos intermedios} \quad e_s < e < e_L \quad (6.23)$$

(9) En el caso en que sólo se forme una rótula plástica en un extremo del acoplamiento [véase la figura 6.14b)], el valor de la longitud e define las categorías de estos acoplamientos. Para secciones en I, las categorías son:

- acoplamientos cortos $e \leq e_s = 0,8 (1+\alpha) M_{p,link} / V_{p,link}$ (6.24)

- acoplamientos largos $e > e_L = 1,5 (1+\alpha) M_{p,link} / V_{p,link}$ (6.25)

- acoplamientos intermedios $e_s < e < e_L$ (6.26)

donde α es la relación entre el menor de los momentos flectores en uno de los extremos del acoplamiento en la situación sísmica de cálculo, $M_{Ed,A}$, y el mayor de los momentos flectores en el extremo donde se forma la rótula plástica, $M_{Ed,B}$, tomados ambos momentos en valores absolutos.

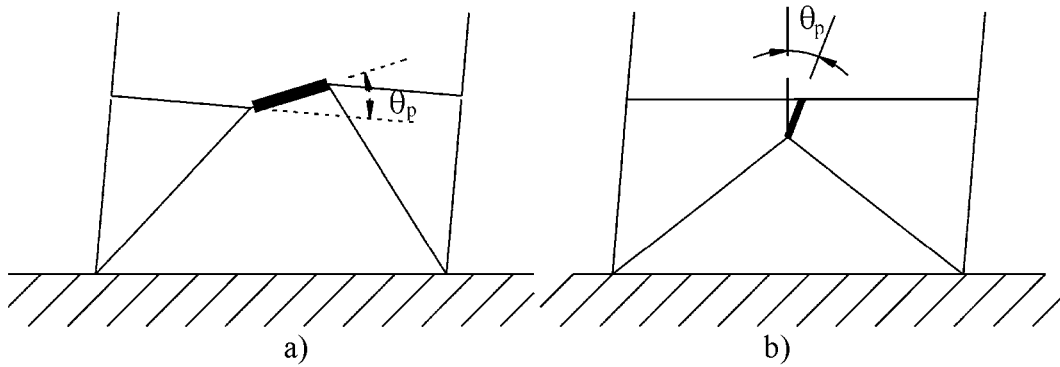


**Figura 6.14 - a) momentos iguales en los extremos del acoplamiento;
b) momentos distintos en los extremos del acoplamiento**

(10) El ángulo de rotación θ_p entre el acoplamiento y el elemento fuera del acoplamiento, como se define en el punto (3) del apartado 6.6.4, deberá ser coherente con las deformaciones globales. No deberá superar los siguientes valores:

- acoplamientos cortos $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08$ radianes (6.27)

- acoplamientos largos $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02$ radianes (6.28)

- acoplamientos intermedios $\theta_p \leq \theta_{pR} =$ valor determinado mediante interpolación lineal de los valores anteriores (6.29)

(11) Deberán disponerse rigidizadores de alma completos, a ambos lados del alma del acoplamiento en los extremos de las triangulaciones diagonales de dicho acoplamiento. Estos rigidizadores deberán tener una anchura combinada no menor de $(b_f - 2t_w)$ y un espesor no menor que el mayor valor entre $0,75 t_w$ y 10 mm.

(12) Los acoplamientos deberán tener rigidizadores intermedios de alma, como sigue:

- a) los acoplamientos cortos deberán contar con una separación entre los rigidizadores intermedios de alma no mayor de $(30 t_w - d/5)$ para un ángulo de rotación del acoplamiento θ_p de 0,08 radianes, o $(52 t_w - d/5)$ para ángulos de rotación del acoplamiento θ_p de 0,02 radianes o menores. Se deberá usar una interpolación lineal para valores de θ_p comprendidos entre 0,08 y 0,02 radianes;

- b) los acoplamientos largos deberán contar con un rigidizador intermedio de alma, a una distancia de 1,5 veces b , medida desde cada extremo del acoplamiento donde se formaría la rótula plástica;
- c) los acoplamientos intermedios deberán contar con un rigidizador intermedio de alma que cumpla los requisitos de los puntos a) y b) anteriores;
- d) no se requieren rigidizadores intermedios de alma en los acoplamientos de longitud e mayor de $5 M_p/V_p$;
- e) los rigidizadores intermedios de alma deberán ser completos. Para los acoplamientos de canto d menor de 600 mm, se requieren los rigidizadores sólo sobre una cara del alma del acoplamiento. El espesor de los rigidizadores de una cara no deberá ser menor del mayor valor entre t_w y 10 mm, y su anchura no deberá ser menor de $(b/2) - t_w$. Para acoplamientos de canto d igual o mayor de 600 mm, deberán situarse rigidizadores similares sobre ambas caras del alma.

(13) Las soldaduras en ángulo que conectan un rigidizador al alma del acoplamiento deberán tener un valor de cálculo de la resistencia adecuado para resistir un esfuerzo de $\gamma_{ov} f_y A_{st}$, donde A_{st} es el área del rigidizador. El valor de cálculo de la resistencia de las soldaduras en ángulo que unen el rigidizador a las alas deberá ser la adecuada para resistir una fuerza de $\gamma_{ov} f_y A_{st}/4$.

(14) Deberán disponerse apoyos laterales en las alas superior e inferior del acoplamiento, en sus extremos. Los apoyos laterales extremos de los acoplamientos deberán tener un valor de cálculo de la resistencia axil suficiente para proporcionar apoyo lateral para fuerzas del 6% de la resistencia axil nominal esperada del acoplamiento, calculada como $f_y b t_f$.

(15) En las vigas donde haya un acoplamiento sísmico, la resistencia a abolladura por cortante de los paneles del alma fuera del acoplamiento deberá comprobarse de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural.

6.8.3 Elementos que no contienen acoplamientos sísmicos

(1) Se deberán comprobar a compresión los elementos que no contienen acoplamientos sísmicos, tales como los pilares y los elementos diagonales cuando se usan acoplamientos horizontales en vigas, y también las vigas cuando se usan acoplamientos verticales, considerando la combinación más desfavorable del esfuerzo axil y de los momentos flectores:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (6.30)$$

donde

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ es el valor de cálculo de la resistencia axil del pilar o elemento diagonal conforme al Código Estructural, teniendo en cuenta la interacción con el momento flector M_{Ed} y el cortante V_{Ed} , tomados iguales a su valor de cálculo para la situación sísmica de cálculo;

$N_{Ed,G}$ es el esfuerzo de compresión en el pilar o elemento diagonal debido a las acciones no sísmicas incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo;

$N_{Ed,E}$ es el esfuerzo de compresión en el pilar o elemento diagonal debido a la acción sísmica de cálculo;

γ_{ov} es el coeficiente de reserva de resistencia (véase el punto (2) del apartado 6.1.3 y el

punto **(3)** del apartado **6.2**);

Ω

es un coeficiente multiplicador igual al mínimo de los siguientes valores:

el valor mínimo de $\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$ entre todos los acoplamientos cortos;

el valor mínimo de $\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$ entre todos los acoplamientos intermedios y largos;

donde

$V_{Ed,i}, M_{Ed,i}$ son los valores de cálculo del esfuerzo cortante y del momento flector en el acoplamiento i en la situación sísmica de cálculo;

$V_{p,link,i}, M_{p,link,i}$ son los valores de cálculo de las resistencias plásticas a cortante y a flexión del acoplamiento i , como se indica en el punto **(3)** del apartado **6.8.2**.

6.8.4 Conexiones de los acoplamientos sísmicos

(1) Si la estructura se proyecta para disipar energía en los acoplamientos sísmicos, las conexiones de dichos acoplamientos o de los elementos que los contienen, se deberán dimensionar para unos efectos de la acción, E_d , calculados como sigue:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega_l E_{d,E} \quad (6.31)$$

donde

$E_{d,G}$ es el efecto de la acción en la conexión debida a las acciones no sísmicas incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo;

$E_{d,E}$ es el efecto de la acción en la conexión debida a la acción sísmica de cálculo;

γ_{ov} es el coeficiente de reserva de resistencia (véase el punto **(2)** del apartado **6.1.3** y el punto **(3)** del apartado **6.2**);

Ω_l es el coeficiente de reserva de resistencia para el acoplamiento, obtenido conforme al punto **(1)** del apartado **6.8.3**.

(2) En el caso de conexiones semirrígidas y/o de resistencia parcial, se puede suponer que la disipación de energía se produce solo en dichas conexiones. Esto es admisible, en el supuesto de que se cumplan todas las condiciones siguientes:

- las conexiones tienen una capacidad de rotación suficiente para las correspondientes demandas de deformación;
- se ha demostrado que los elementos que confluyen en las conexiones son estables en ELU;
- se ha tenido en cuenta el efecto de las deformaciones de las conexiones en el desplazamiento global.

(3) Cuando se usen conexiones de resistencia parcial para los acoplamientos sísmicos, el dimensionamiento por capacidad de otros elementos de la estructura deberá obtenerse a partir de la capacidad plástica de las conexiones de los acoplamientos.

6.9 Reglas de dimensionamiento para estructuras de péndulo invertido

- (1) En estructuras de péndulo invertido (definidas en el punto (d) del apartado **6.3.1**), los pilares deberán comprobarse a compresión considerando la combinación más desfavorable del esfuerzo axial y los momentos flectores.
- (2) En las comprobaciones, N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} deberán obtenerse como en el apartado **6.6.3**.
- (3) La esbeltez adimensional de los pilares deberá limitarse a $\bar{\lambda} \leq 1,5$.
- (4) El coeficiente de sensibilidad del desplome relativo entre plantas definido en el apartado **4.4.2.2** deberá limitarse a $\theta \leq 0,20$.

6.10 Reglas de dimensionamiento para estructuras de acero con núcleos o muros de hormigón y para pórticos resistentes a flexión combinados con triangulaciones centradas o rellenos

6.10.1 Estructuras con núcleos o muros de hormigón

- (1) Los elementos de acero deben comprobarse de acuerdo con este capítulo y con el Código Estructural (Anejos 22 a 29), mientras que los elementos de hormigón deben dimensionarse conforme al capítulo **5 de este Anejo**.
- (2) Los elementos en los que exista interacción entre el acero y el hormigón deben comprobarse conforme al capítulo **7**.

6.10.2 Pórticos resistentes a flexión combinados con triangulaciones centradas

- (1) Las estructuras duales con pórticos resistentes a flexión y pórticos con triangulaciones (arriostramientos) actuando en la misma dirección, deberán dimensionarse usando un solo coeficiente q . Los esfuerzos horizontales deberán distribuirse entre los distintos pórticos de acuerdo con sus rigideces elásticas.
- (2) Los pórticos resistentes a flexión y los pórticos con triangulaciones deberán ser conformes con los apartados **6.6**, **6.7** y **6.8**.

6.10.3 Pórticos resistentes a flexión combinados con rellenos

- (1) Los pórticos resistentes a flexión en los que los muros de rellenos están conectados eficazmente a la estructura de acero deben dimensionarse conforme al capítulo **7**.
- (2) Los pórticos resistentes a flexión en los que los muros de rellenos están estructuralmente desconectados del pórtico de acero en las caras laterales y superior, deben dimensionarse como estructuras de acero.
- (3) Los pórticos resistentes a flexión en los que los muros de rellenos están en contacto con la estructura de acero, pero no conectados eficazmente a ella, deberán satisfacer las siguientes reglas:
 - a) los muros de rellenos deberán distribuirse uniformemente en altura para no aumentar localmente la demanda de ductilidad en los elementos de la estructura. Si esto no se verifica, el edificio deberá considerarse como irregular en altura;

- b) deberá tenerse en cuenta la interacción entre el pórtico y el relleno. También deberán tenerse en cuenta los esfuerzos internos en las vigas y pilares debidos a la acción de las bielas diagonales en los rellenos. Para ello, se pueden usar las reglas indicadas en el apartado **5.9**;
- c) los pórticos de acero deberán comprobarse de acuerdo con las reglas de este capítulo, mientras que los muros de rellenos de hormigón armado o de fábrica deberán dimensionarse conforme al Anejo 19 del Código Estructural y a los capítulos **5 ó 9 de este Anejo**.

6.11 Control del proyecto y de la construcción

- (1) El control del proyecto y la construcción deben asegurar que la estructura real corresponda a la proyectada.
- (2) Para ello, además de las disposiciones indicadas en el Código Estructural (Anejos 22 a 29), deberán cumplirse los siguientes requisitos:
 - a) los planos realizados para la fabricación y la construcción deberán indicar los detalles de las conexiones, los tamaños y las calidades de los tornillos y soldaduras, así como los tipos de acero de los elementos, indicando el límite elástico máximo admisible del acero, $f_{y,max}$, a usar por el constructor en las zonas disipativas;
 - b) deberá comprobarse la conformidad de los materiales con el apartado **6.2**;
 - c) el control de apriete de los tornillos y de la calidad de las soldaduras deberá seguir las reglas indicadas en el Código Estructural;
 - d) durante la construcción deberá asegurarse que el valor del límite elástico real del acero usado no supera el valor de $f_{y,max}$ para zonas disipativas indicado en los planos en más de un 10%.
- (3) Cuando no se cumpla alguna de las condiciones anteriores, se deben aportar las correcciones o justificaciones necesarias para cumplir los requisitos de este Anejo y para garantizar la seguridad de la estructura.

7 Reglas específicas para edificios de estructura mixta de acero y hormigón

7.1 Generalidades

7.1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Para el proyecto de edificios con una estructura mixta de acero y hormigón se aplica lo establecido en el Anejo 30 del Código Estructural. Las siguientes reglas complementan a las indicadas en dicha reglamentación.

(2) Se aplican también las disposiciones de los capítulos 5 y 6 de este Anejo, excepto cuando sean modificadas por las indicadas en este capítulo.

7.1.2 Principios de dimensionamiento

(1) Los edificios sismorresistentes construidos con estructuras mixtas deben proyectarse de acuerdo con uno de los siguientes principios (véase la tabla 7.1):

- Principio a) Comportamiento estructural poco disipativo.
- Principio b) Comportamiento estructural disipativo, con zonas disipativas mixtas.
- Principio c) Comportamiento estructural disipativo, con zonas disipativas de acero.

Tabla 7.1 - Principios de dimensionamiento, clases de ductilidad estructural y límites superiores de los valores de referencia de los coeficientes de comportamiento

Principio de dimensionamiento	Clase de ductilidad estructural	Rango de los valores de referencia del coeficiente de comportamiento q
Principio a) Comportamiento estructural poco disipativo	DCL (baja)	$\leq 1,5$
Principios b) o c) Comportamiento estructural disipativo	DCM (media)	≤ 4 También limitado por los valores de la tabla 7.2
	DCH (alta)	Solamente limitado por los valores de la tabla 7.2

El valor del límite superior de q para un comportamiento poco disipativo es 1,5.

No se establecen limitaciones geográficas para la elección de los principios de dimensionamiento y de las clases de ductilidad DCM y DCH para estructuras mixtas.

(2) En el principio a) los efectos de la acción pueden obtenerse empleando un análisis elástico, sin tener en cuenta el comportamiento no lineal del material, pero considerando la reducción del momento de inercia debido a la fisuración del hormigón en parte de los vanos de las vigas, de acuerdo con las reglas generales para el cálculo estructural definidas en el apartado 7.4 y a las reglas específicas indicadas en los apartados 7.7 a 7.11 en función de cada tipo de estructura. Cuando se use el espectro de cálculo definido en el apartado 3.2.2.5, el límite superior del valor de referencia del coeficiente de comportamiento q se tomará igual a 1,5 (véase el punto (1) anterior). En caso de irregularidad en altura, el límite superior del valor del coeficiente de comportamiento q debería corregirse como se indica en el punto (7) del apartado 4.2.3.1, pero no es necesario tomar un valor inferior a 1,5.

(3) En el principio a) la resistencia de los elementos y de las uniones deberá evaluarse de acuerdo con el Código Estructural (Anejos 22 a 32, referentes a las estructuras de acero y mixtas), sin ningún requisito adicional. Para edificios que no estén aislados en la base (véase el capítulo 10) se recomienda el dimensionamiento según el principio a) sólo en casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1).

(4) En los principios b) y c) se considera la capacidad de partes de la estructura (zonas disipativas) para resistir las acciones sísmicas mediante un comportamiento inelástico. Cuando se use el espectro de cálculo definido en 3.2.2.5, el límite superior del valor de referencia del coeficiente de comportamiento q se tomará con un valor mayor que el valor superior establecido en la tabla 7.1 para un comportamiento estructural poco disipativo. El valor del límite superior de q es función de la clase de ductilidad y del tipo de estructura (véase 7.3). Cuando se adopten los principios b) o c) deberán cumplirse los requisitos indicados en los apartados 7.2 a 7.12.

(5) En el principio c), se supone que las estructuras no se benefician del comportamiento mixto en las zonas disipativas. La aplicación del principio c) está condicionada por el cumplimiento estricto de las medidas que evitan la participación del hormigón en la resistencia de las zonas disipativas. En el principio c) la estructura mixta se dimensiona según el Anejo 30 del Código Estructural para las acciones no sísmicas y conforme al capítulo 6 de este Anejo, para resistir la acción sísmica. Las medidas que evitan la participación del hormigón se indican en el apartado 7.7.5.

(6) Las reglas de dimensionamiento para estructuras mixtas disipativas [principio b)] tienen como objetivo el desarrollo en la estructura de mecanismos plásticos locales (zonas disipativas) fiables y de un mecanismo plástico global que disipe la mayor cantidad de energía posible bajo la acción sísmica de cálculo. Para cada elemento estructural o tipo de estructura considerado en este capítulo, las reglas que permiten conseguir este objetivo se indican en los apartados 7.5 a 7.11, con referencia a los llamados criterios particulares. Estos criterios se dirigen a conseguir el desarrollo de un comportamiento mecánico global para el que puedan establecerse disposiciones de dimensionamiento.

(7) Las estructuras dimensionadas según el principio b) deben pertenecer a las clases de ductilidad estructural DCM o DCH. Estas clases corresponden a una mayor capacidad de la estructura para disipar energía mediante mecanismos plásticos. Una estructura que pertenezca a una clase de ductilidad dada debe cumplir requisitos específicos en uno o más de los siguientes aspectos: clase de los perfiles de acero, capacidad de rotación de las conexiones y detalles constructivos.

7.1.3 Comprobaciones de seguridad

(1) Se aplican el punto (1) del apartado 5.2.4 y el punto (1) del apartado 6.1.3.

(2) Se aplica el punto (2) del apartado 5.2.4.

(3) Se aplica el punto (3) del apartado 5.2.4.

(4) En las comprobaciones del dimensionamiento por capacidad relevantes para las partes de la estructura de acero, se aplica el punto (3) del apartado 6.2.

7.2 Materiales

7.2.1 Hormigón

(1) En las zonas disipativas, la resistencia característica f_{ck} del hormigón que se prescriba no deberá ser

inferior a 25 N/mm^2 , de acuerdo con lo establecido en el artículo 33.4 del Código Estructural. Si la resistencia característica f_{ck} del hormigón es mayor de 40 N/mm^2 , el dimensionamiento no se encuentra dentro del campo de aplicación de este Anejo.

7.2.2 Acero para armaduras pasivas

- (1) Para la clase de ductilidad DCM, el acero para armaduras pasivas considerado en la resistencia plástica de las zonas disipativas debe ser de tipo S o SD, según se define en los artículos 34 y 35 del Código Estructural. Para la clase de ductilidad DCH, el acero para armaduras pasivas considerado en la resistencia plástica de las zonas disipativas debe ser de tipo SD.
- (2) En las zonas de las estructuras no disipativas sometidas a tensiones elevadas, debe usarse acero de tipo S o SD (según el artículo 34 del Código Estructural). Este requisito se aplica tanto a los redondos como a las mallas electrosoldadas.
- (3) En las zonas con tensiones elevadas sólo se permiten redondos corrugados como acero para armaduras pasivas, excepto para los estribos cerrados o los atados transversales.
- (4) En las zonas disipativas no deberán usarse mallas electrosoldadas que no cumplan los criterios de ductilidad del punto (1) anterior. Si se usan dichas mallas, deberá disponerse una armadura dúctil duplicando la malla, y su capacidad resistente deberá considerarse en el análisis por capacidad.

7.2.3 Acero estructural

- (1) Los requisitos son los especificados en el apartado 6.2.

7.3 Tipos de estructuras y coeficientes de comportamiento

7.3.1 Tipos de estructuras

- (1) Las estructuras mixtas de acero y hormigón deben clasificarse dentro de uno de los tipos de estructuras siguientes, en función del comportamiento de su estructura resistente primaria bajo las acciones sísmicas:
 - a) pórticos mixtos resistentes a flexión, son estructuras con la misma definición y limitaciones que las indicadas en el punto (1)(a) del apartado 6.3.1, pero en las que las vigas y los pilares pueden ser bien de acero estructural, o bien mixtas de acero y hormigón (véase la figura 6.1);
 - b) pórticos mixtos con triangulaciones centradas, son estructuras con la misma definición y limitaciones que las indicadas en el punto (1)(b) del apartado 6.3.1 y en las figuras 6.2 y 6.3. Las vigas y los pilares pueden ser bien de acero estructural, o bien mixtas de acero y hormigón. Las triangulaciones deben ser de acero estructural;
 - c) pórticos mixtos con triangulaciones descentradas, son estructuras con la misma definición y limitaciones que las indicadas en el punto (1)(c) del apartado 6.3.1 y en la figura 6.4. Los elementos que no contengan a los acoplamientos pueden ser bien de acero estructural, o bien mixtos de acero y hormigón. Los acoplamientos deben ser de acero estructural, excepto para los de la losa. La disipación de energía debe darse solo a través de la plastificación a flexión o cortante de dichos acoplamientos;
 - d) estructuras de péndulo invertido, son estructuras con la misma definición y limitaciones que las indicadas en el punto (1)(d) del apartado 6.3.1 (véase la figura 6.5);

- e) sistemas de pórticos mixtos, son estructuras que se comportan, básicamente, como muros de hormigón armado. Los sistemas estructurales mixtos pueden pertenecer a alguno de los tipos de estructura siguientes:
- el tipo 1 corresponde a un pórtico de acero o mixto trabajando junto a paneles de relleno de hormigón conectados a la estructura de acero [véase la figura 7.1a)];
 - el tipo 2 es un muro de hormigón armado en el cual los perfiles de acero embebidos, conectados a la estructura de hormigón, se usan como armadura vertical de borde [véase la figura 7.1b)];
 - el tipo 3 es un sistema en el que se emplean vigas de acero o mixtas para acoplar dos o más muros de hormigón armado o mixtos (véase la figura 7.2).
- f) muros de cortante mixtos de placa de acero, son estructuras que constan de una placa de acero vertical continua a lo largo de toda la altura del edificio, embebida en hormigón armado sobre una o ambas caras de la placa, y con los elementos de borde de acero estructural o mixtos.

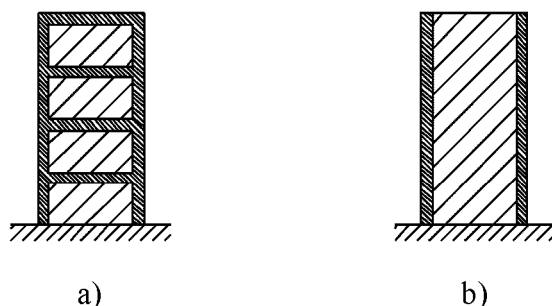


Figura 7.1 - Sistemas estructurales mixtos. Muros mixtos:

- a) tipo 1 - estructura de acero o pórticos mixtos resistentes a flexión con paneles de relleno de hormigón conectados;
b) tipo 2 - muros mixtos armados con perfiles verticales de acero embebidos

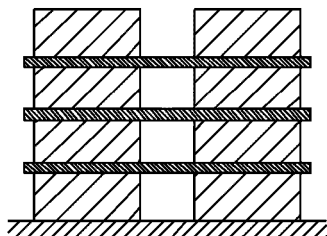


Figura 7.2 - Sistemas estructurales mixtos.

Tipo 3 - muros de hormigón o mixtos acoplados por vigas de acero o mixtas

(2) En todos los tipos de sistemas estructurales mixtos la disipación de energía se produce en los perfiles de acero verticales y en las armaduras verticales de los muros. En los sistemas estructurales mixtos de tipo 3, la disipación de energía se produce también en las vigas de acoplamiento.

(3) Si en los sistemas estructurales mixtos los elementos de muro no están conectados a la estructura de acero, se aplican los capítulos 5 y 6.

7.3.2 Coeficientes de comportamiento

(1) El coeficiente de comportamiento q , definido en el apartado 3.2.2.5, considera la capacidad de disipación de energía de la estructura. Para sistemas estructurales regulares, los coeficientes de comportamiento q deberán tomarse considerando el límite superior del valor de referencia indicado en la tabla 6.2 o en la tabla 7.2, siempre que se cumplan las reglas de los apartados 7.5 a 7.11.

Tabla 7.2 - Límites superiores de los valores de referencia de los coeficientes de comportamiento para los sistemas regulares en altura

TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	Clase de ductilidad	
	DCM	DCH
a), b), c) y d)	Véase la tabla 6.2	
e) Sistemas estructurales mixtos	$3 \alpha_u / \alpha_l$	$4 \alpha_u / \alpha_l$
Muros mixtos (tipo 1 y tipo 2)		
Muros de hormigón o mixtos acoplados por vigas de acero o mixtas (tipo 3)	$3 \alpha_u / \alpha_l$	$4,5 \alpha_u / \alpha_l$
f) Muros de cortante mixtos de placa de acero	$3 \alpha_u / \alpha_l$	$4 \alpha_u / \alpha_l$

(2) Si el edificio es irregular en altura (véase 4.2.3.3), los valores de q listados en la tabla 6.2 y en la tabla 7.2 deberán reducirse en un 20% (véase el punto (7) del apartado 4.2.3.1 y la tabla 4.1).

(3) Para edificios regulares en planta, si no se realizan cálculos específicos para evaluar α_u / α_l (véase el punto (3) del apartado 6.3.2), se pueden usar los valores por defecto aproximados de la relación α_u / α_l presentados en las figuras 6.1 a 6.8. Para sistemas estructurales mixtos, el valor por defecto puede tomarse como $\alpha_u / \alpha_l = 1,1$. En el caso de muros de cortante mixtos de placa de acero, el valor por defecto puede tomarse como $\alpha_u / \alpha_l = 1,2$.

(4) Para edificios no regulares en planta (véase 4.2.3.2), el valor aproximado de α_u / α_l que puede usarse cuando no se realicen cálculos explícitos para su evaluación es igual a la media entre: (a) 1,0 y (b) el valor indicado en el punto (3) anterior.

(5) Se permiten valores de α_u / α_l mayores que los indicados en los puntos (3) y (4) de este apartado, en el supuesto de que se hayan calculado mediante un análisis global estático no lineal (empujes incrementales).

(6) El máximo valor de α_u / α_l que puede usarse en el cálculo es 1,6, incluso si el análisis mencionado en el punto (5) anterior indica valores potenciales mayores.

7.4 Análisis estructural

7.4.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Las siguientes reglas se aplican al dimensionamiento de la estructura bajo la acción sísmica mediante el método de la fuerza lateral y el análisis modal espectral.

7.4.2 Rigidez de las secciones

(1) La rigidez de las secciones mixtas en las que el hormigón se encuentra comprimido se deberá obtener empleando un coeficiente de equivalencia, n

$$n = E_a / E_{cm} = 7 \quad (7.1)$$

(2) Para vigas mixtas con losa comprimida, la inercia de la sección, I_1 , deberá obtenerse teniendo en cuenta la anchura eficaz de la losa definida en el apartado **7.6.3**.

(3) La rigidez de las secciones mixtas en las que el hormigón se encuentre traccionado, deberá obtenerse suponiendo que el hormigón está fisurado y que solo las partes de acero de la sección son activas.

(4) Para vigas mixtas con losa traccionada, la inercia de la sección, I_2 , deberá obtenerse teniendo en cuenta la anchura eficaz de la losa definida en el apartado **7.6.3**.

(5) La estructura deberá analizarse teniendo en cuenta la presencia de hormigón a compresión en ciertas zonas y de hormigón a tracción en otras; la distribución de dichas zonas se indica en los apartados **7.7** a **7.11** para los distintos tipos de estructuras.

7.5 Criterios de dimensionamiento y reglas de detalles constructivos para un comportamiento estructural disipativo, comunes a todos los tipos de estructuras

7.5.1 Generalidades

(1) Los criterios de dimensionamiento indicados en el apartado **7.5.2** deberán aplicarse a las partes sismorresistentes de las estructuras proyectadas siguiendo el principio de un comportamiento estructural disipativo.

(2) Los criterios de dimensionamiento indicados en el apartado **7.5.2** se consideran satisfechos si se satisfacen las reglas indicadas en los apartados **7.5.3**, **7.5.4** y **7.6** a **7.11**.

7.5.2 Criterios de dimensionamiento para estructuras disipativas

(1) Las estructuras con zonas disipativas deben dimensionarse de manera que la plastificación, el pandeo local o cualquier otro fenómeno debido a un comportamiento de histéresis en dichas zonas no afecten a la estabilidad global de la estructura.

NOTA Los coeficientes q indicados en la tabla 7.2 se consideran conformes con este requisito (véase el punto (2) del apartado **2.2.2**).

(2) Las zonas disipativas deben tener una ductilidad y resistencia adecuadas. La resistencia debe determinarse conforme al Código Estructural (Anejos 22 a 29) y al Capítulo 6 para el principio c) (véase **7.1.2**) y según el Anejo 30 del Código Estructural y el Capítulo 7 para el principio b) (véase **7.1.2**). La ductilidad se alcanza mediante el cumplimiento de las reglas de detalles constructivos.

(3) Las zonas disipativas pueden localizarse en los elementos estructurales o en las conexiones.

(4) Si las zonas disipativas se localizan en los elementos estructurales, las partes no disipativas y las conexiones entre las zonas disipativas y el resto de la estructura deben tener una reserva de resistencia

suficiente para permitir el desarrollo de la plastificación cíclica en dichas partes disipativas.

(5) Cuando las zonas disipativas se localizan en las conexiones, los elementos conectados deben tener una reserva de resistencia suficiente para permitir el desarrollo de la plastificación cíclica en dichas conexiones.

7.5.3 Resistencia plástica de las zonas disipativas

(1) En el dimensionamiento de estructuras mixtas de acero y hormigón se usan dos resistencias plásticas para zonas disipativas: una resistencia plástica límite inferior (subíndice: pl , Rd) y una resistencia plástica límite superior (subíndice: U , Rd).

(2) La resistencia plástica límite inferior de las zonas disipativas es la que se utiliza en las comprobaciones del dimensionamiento relativas a las secciones de los elementos disipativos; por ejemplo, $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$. La resistencia plástica límite inferior de las zonas disipativas se obtiene teniendo en cuenta el hormigón de la sección y sólo aquellas componentes de acero de dicha sección clasificadas como dúctiles.

(3) La resistencia plástica límite superior de las zonas disipativas es la que se usa en el dimensionamiento por capacidad de los elementos adyacentes a la zona disipativa: por ejemplo, en la comprobación del dimensionamiento por capacidad del punto (4) del apartado 4.4.2.3; los valores de cálculo de los momentos resistentes de las vigas son las resistencias plásticas límite superiores, $M_{U,Rd,b}$, mientras que los de los pilares son las resistencias plásticas límite inferiores, $M_{pl,Rd,c}$.

(4) La resistencia plástica límite superior se obtiene teniendo en cuenta la componente de hormigón y todas las componentes de acero presentes en la sección, incluidas aquellas que no se clasifiquen como dúctiles.

(5) Los efectos de la acción directamente relacionados con la resistencia de las zonas disipativas deben determinarse en función de la resistencia límite superior de las secciones disipativas mixtas; por ejemplo, el valor de cálculo del esfuerzo cortante en el extremo de una viga mixta disipativa debe determinarse en función del momento plástico límite superior de la sección mixta.

7.5.4 Reglas de detalles constructivos para conexiones mixtas en las zonas disipativas

(1) El dimensionamiento debe limitar la localización de deformaciones plásticas y tensiones residuales elevadas, así como prevenir los defectos constructivos.

(2) Debe mantenerse la integridad del hormigón en compresión durante el sismo, y la plastificación debe limitarse a los perfiles de acero.

(3) Sólo deberá permitirse la plastificación de las armaduras en una losa si las vigas están dimensionadas conforme al punto (8) del apartado 7.6.2.

(4) El apartado 6.5 se aplica para el dimensionamiento de soldaduras y tornillos.

(5) El dimensionamiento local de las armaduras necesarias en el hormigón de la zona de la unión deberá justificarse mediante modelos que satisfagan el equilibrio (por ejemplo, el Apéndice C para las losas).

(6) Se aplican los puntos (6) y (7) del apartado 6.5.5.

(7) En los paneles del alma completamente embebidos de las conexiones entre viga y pilar, la resistencia de la zona del panel puede obtenerse como la suma de las contribuciones del hormigón y del acero del panel, si se cumplen las condiciones siguientes:

a) la relación de aspecto h_b/h_c de la zona del panel es:

$$0,6 < h_b / h_c < 1,4 \quad (7.2)$$

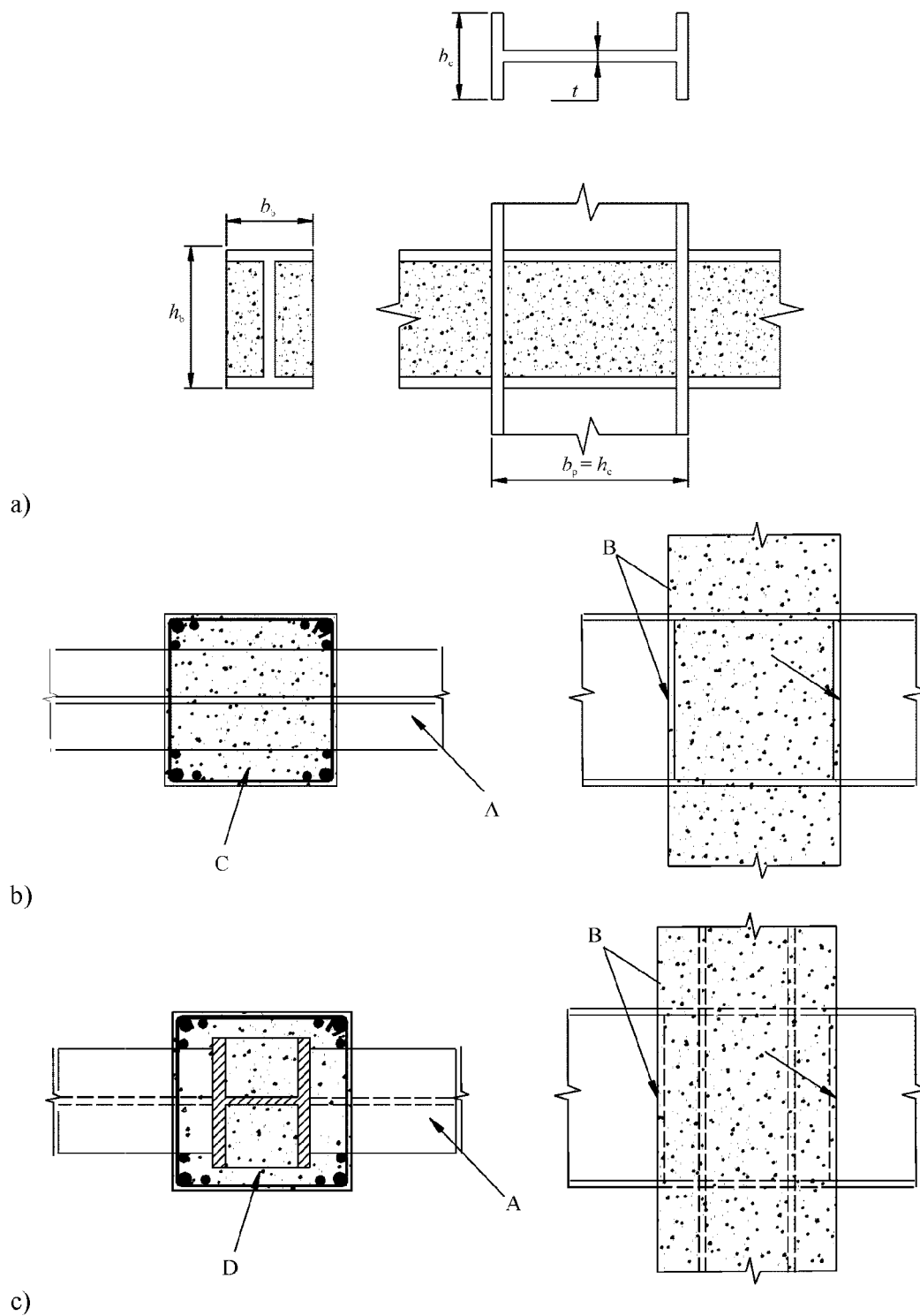
b)
$$V_{wp,Ed} < 0,8V_{wp,Rd} \quad (7.3)$$

donde

$V_{wp,Ed}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante en el panel debido a los efectos de la acción, teniendo en cuenta la resistencia plástica de las zonas disipativas mixtas adyacentes en vigas o conexiones;

$V_{wp,Rd}$ es la resistencia a cortante del panel mixto de acero y hormigón conforme al Anejo 30 del Código Estructural;

h_b, h_c se definen en la figura 7.3a).



Leyenda

- A Viga de acero
- B Pletinas de apoyo de las caras
- C Pilar de hormigón armado
- D Pilar mixto embebido

Figura 7.3 – Conexiones entre viga y pilar

(8) En los paneles rigidizados parcialmente embebidos se permite una evaluación similar a la del punto (7) anterior si, además de los requisitos del punto (9), se cumple una de las condiciones siguientes:

- a) se disponen en el panel rigidizado parcialmente embebido unos redondos rectos del tipo definido en el punto (4) del apartado 7.6.5 y que cumplan con los puntos (5) y (6) del apartado 7.6.5, con una separación máxima $s_1 = c$; estos acoplamientos están orientados perpendicularmente al lado de mayor longitud del panel y no se requiere ninguna otra armadura del mismo; o
- b) no hay armadura, siempre que $h_b/b_b < 1,2$ y $h_c/b_c < 1,2$

donde h_b , b_b , b_c y h_c son los definidos en la figura 7.3a).

(9) Cuando una viga disipativa de acero o mixta se conecta a un pilar de hormigón armado, como se indica en la figura 7.3b), deberá disponerse una armadura vertical para el pilar con un valor de cálculo de la resistencia axial al menos igual a la resistencia a cortante de la viga de acoplamiento, cerca del rigidizador o la pletina de apoyo de las caras adyacente a la zona disipativa. Se permite el uso de armaduras verticales destinadas a otros fines como parte de la armadura vertical requerida. Se requiere la presencia de placas o pletinas de apoyo de las caras, las cuales deberán ser rigidizadores completos con una anchura combinada no menor de $(b_b - 2t)$; su espesor no deberá ser menor de $0,75t$ u 8 mm; b_b y t son, respectivamente, la anchura del ala de la viga y el espesor del panel (véase la figura 7.3).

(10) Cuando una viga disipativa de acero o mixta se conecta totalmente embebida a un pilar mixto, como se indica en la figura 7.3 c), la conexión entre viga y pilar puede dimensionarse bien como conexión entre viga y pilar de acero, o bien como conexión entre viga y pilar mixto. En este último caso, las armaduras verticales del pilar pueden dimensionarse según el punto (9) anterior, o mediante la distribución de la resistencia a cortante de la viga entre el perfil de acero del pilar y la armadura de dicho pilar. En ambos casos, se requieren pletinas de apoyo de las caras, como se describe en el punto (9).

(11) La armadura vertical del pilar especificada en los puntos (9) y (10) anteriores deberá confinarse mediante una armadura transversal que cumpla los requisitos para los elementos definidos en el apartado 7.6.

7.6 Reglas para elementos

7.6.1 Generalidades

(1) Los elementos mixtos que son elementos sísmicos primarios deben cumplir con lo recogido en el Anejo 30 del Código Estructural y con las reglas adicionales indicadas en este Capítulo 7.

(2) La estructura sismorresistente se dimensiona como un mecanismo plástico global que incluye zonas disipativas locales; este mecanismo global identifica los elementos en los que se localizan las zonas disipativas e, indirectamente, los elementos sin zonas disipativas.

(3) En el caso de elementos a tracción o con partes de dichos elementos traccionados, deberá cumplirse el requisito de ductilidad indicado en el punto (3) del apartado 6.2.3 del Anejo 22 del Código Estructural.

(4) Deberá asegurarse una suficiente ductilidad local de los elementos que disipan energía bajo compresión y/o flexión, limitando las relaciones entre la anchura y el espesor de sus muros. Las zonas

disipativas de acero y las partes de acero no embebidas de los elementos mixtos deberán cumplir los requisitos del punto (1) del apartado 6.5.3 y de la tabla 6.3. Las zonas disipativas de los elementos mixtos embebidos deberán cumplir los requisitos de la tabla 7.3. Los límites dados para las alas en vuelo de los elementos total o parcialmente embebidos pueden suavizarse si se proporcionan detalles constructivos especiales, como se describe en el punto (9) del apartado 7.6.4 y en los puntos (4) a (6) del apartado 7.6.5.

Tabla 7.3 - Relación entre el coeficiente de comportamiento y los límites de esbeltez de las placas de los perfiles en las zonas disipativas de las estructuras mixtas compuestas

Clase de ductilidad de la estructura	DCM		DCH
Valor de referencia del coeficiente de comportamiento (q)	$q \leq 1,5 - 2$	$1,5 - 2 < q < 4$	$q > 4$
Sección en H o I parcialmente embebida			
Sección en H o I totalmente embebida			
Límites c/t_f para alas en vuelo:	20ε	14ε	9ε
Sección rectangular rellena			
Límites h/t :	52ε	38ε	24ε
Sección circular rellena			
Límites d/t :	$90 \varepsilon^2$	$85 \varepsilon^2$	$80 \varepsilon^2$

donde

$$\varepsilon = (f_y/235)^{0,5};$$

c/t_f se define en la figura 7.8;

d/t y h/t son las relaciones entre la dimensión exterior máxima y el espesor del muro del perfil de acero.

(5) En los apartados 7.6.2, 7.6.4, 7.6.5 y 7.6.6 se dan reglas de detalles constructivos más específicas para elementos mixtos.

(6) En el dimensionamiento de cualquier tipo de pilar mixto, puede tenerse en cuenta o bien solamente la resistencia del perfil de acero, o bien las resistencias combinadas del perfil de acero y el hormigón envolvente o el relleno de hormigón.

(7) El dimensionamiento de pilares en los que se supone que la resistencia de los elementos proviene únicamente del perfil de acero puede realizarse de acuerdo con las disposiciones del capítulo 6. En el caso de pilares disipativos, deberán satisfacerse las reglas de dimensionamiento por capacidad de los puntos (4) y (5) del apartado 7.5.2 y el (3) del apartado 7.5.3.

(8) Para pilares totalmente embebidos, con comportamiento mixto, las dimensiones mínimas de la sección transversal b , h o d no deberán ser menores de 250 mm.

(9) Se deberá determinar la resistencia de los pilares mixtos no disipativos, incluyendo la resistencia a cortante, conforme a las reglas indicadas en el Anejo 30 del Código Estructural.

(10) Para pilares, cuando se supone que el hormigón envolvente o el relleno de hormigón contribuyan a la resistencia axial y/o a flexión del elemento, se aplican las reglas de dimensionamiento de los apartados

7.6.4 a 7.6.6. Estas reglas aseguran una transferencia total del cortante entre el hormigón y las partes de acero de una sección, y protegen las zonas disipativas frente a la rotura inelástica prematura.

(11) Para el dimensionamiento sismorresistente, el valor de cálculo de la resistencia a cortante dado en la tabla 6.6 del Anejo 30 del Código Estructural, deberá multiplicarse por un coeficiente de reducción de 0,5.

(12) Cuando, por motivos de dimensionamiento por capacidad, se emplee la resistencia compuesta total de un pilar, se deberá asegurar una transferencia total del cortante entre el acero y las partes de hormigón armado. Si la transferencia del cortante a través de la adherencia y el rozamiento es insuficiente, deberán disponerse conectores a cortante para asegurar la acción compuesta total.

(13) Cuando un pilar esté sometido principalmente a esfuerzos axiales, deberá disponerse una transferencia de cortante suficiente que asegure que las partes de hormigón y de acero comparten las cargas aplicadas al pilar en las conexiones a las vigas y los elementos de arriostramiento (triangulaciones).

(14) Los pilares no se dimensionan, generalmente, para ser disipativos, excepto en su base en algunos tipos de estructuras. Sin embargo, debido a incertidumbres en el comportamiento, se requiere armadura de confinamiento en las zonas críticas como se especifica en el apartado **7.6.4**.

(15) Los apartados **5.6.2.1** y **5.6.3**, relativos al anclaje y a los empalmes en el cálculo de pilares de hormigón armado, se aplican también a las armaduras de los pilares mixtos.

7.6.2 Vigas de acero mixtas con una losa

(1) El objetivo del dimensionamiento en este apartado es mantener la integridad de la losa de hormigón durante el evento sísmico, mientras se produce la plastificación en la parte inferior del perfil de acero o en las armaduras de la losa.

(2) Si no se pretende beneficiarse del carácter mixto de la sección de la viga para disipación de energía, debe aplicarse el apartado **7.7.5**.

(3) Las vigas pensadas para que se comporten como elementos mixtos en zonas disipativas de la estructura sismorresistente, deberán calcularse para una conexión a cortante total o parcial, conforme al Anejo 30 del Código Estructural. El grado mínimo de conexión, η , según se define en el apartado **6.6.1.2** de dicho Anejo, no deberá ser menor de 0,8, y la resistencia total de los conectores a cortante dentro de cualquier región de momento negativo no deberá ser menor que la resistencia plástica de la armadura.

(4) El valor de cálculo de la resistencia de los conectores en zonas disipativas se obtiene a partir del valor de cálculo de la resistencia indicado en el Anejo 30 del Código Estructural, multiplicado por un coeficiente de reducción de 0,75.

(5) Se requiere una conexión total a cortante cuando se usen conectores no dúctiles.

(6) Cuando se use una chapa nervada de acero con los nervios transversales a las vigas portantes, el coeficiente de reducción k_r del valor de cálculo de la resistencia a cortante de los conectores, indicado en el Anejo 30 del Código Estructural, deberá reducirse adicionalmente, multiplicándolo por el coeficiente de eficiencia para chapa nervada k_r indicado en la figura 7.4.

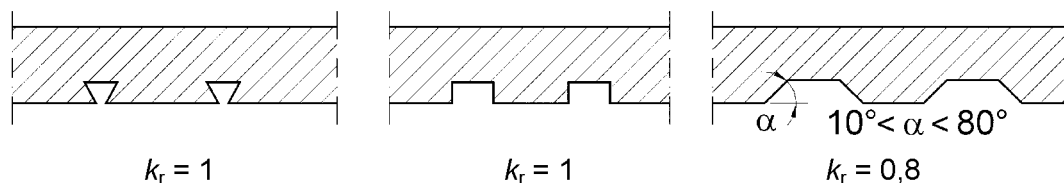


Figura 7.4 – Valores del coeficiente de eficiencia para chapa nervada

(7) Para conseguir ductilidad en las rótulas plásticas, la relación x/d de la distancia x entre la fibra superior de compresión del hormigón y la fibra neutra plástica, y el canto d de la sección mixta, deberá cumplir la siguiente ecuación:

$$x / d < \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a) \quad (7.4)$$

donde

ε_{cu2} es la deformación unitaria última del hormigón no confinado (véase el Anejo 19 del Código Estructural);

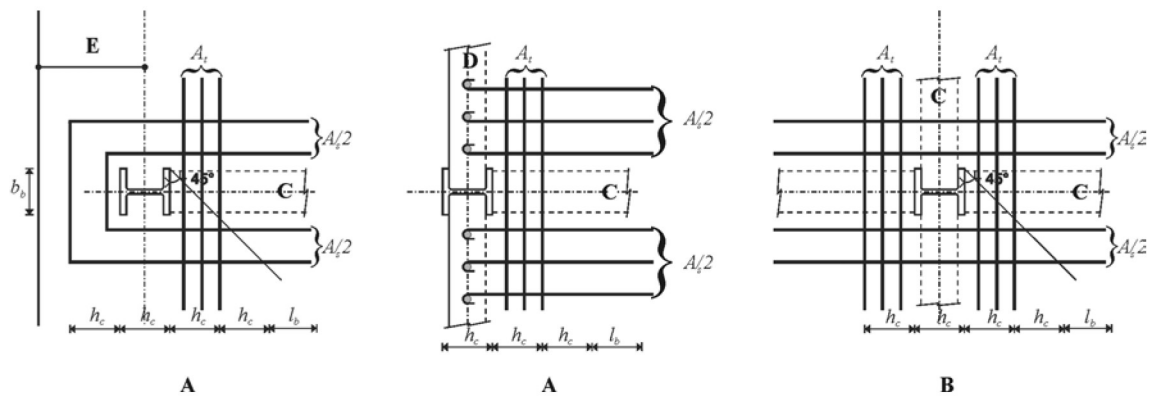
ε_a es la deformación unitaria total correspondiente al estado límite último.

(8) La regla indicada en el punto (7) anterior se considera satisfecha cuando la relación x/d de una sección es menor de los límites indicados en la tabla 7.4.

Tabla 7.4 - Valores límite de x/d para la ductilidad de las vigas con losa

Clase de ductilidad	q	f_y (N/mm ²)	Límite superior x/d
DCM	$1,5 < q \leq 4$	355	0,27
	$1,5 < q \leq 4$	235	0,36
DCH	$q > 4$	355	0,20
	$q > 4$	235	0,27

(9) Las zonas disipativas de las vigas deberán contar con unas armaduras de acero dúctil para la losa, denominadas "armaduras sísmicas" (véase la figura 7.5), específicamente dispuestas, en la zona de la unión de la viga y el pilar. Su dimensionamiento y los símbolos usados en la figura 7.5 se especifican en el Apéndice C.



Leyenda

- A Nudo exterior
- B Nudo interior
- C Viga de acero
- D Viga de acero de fachada
- E Banda de hormigón armado en voladizo

Figura 7.5 – Configuración de las "armaduras sísmicas"

7.6.3 Anchura eficaz de la losa

(1) La anchura eficaz total b_{eff} del ala de hormigón asociada con cada alma de acero deberá tomarse como la suma de las anchuras eficaces parciales b_{e1} y b_{e2} de la porción de ala existente a cada lado del eje del alma (figura 7.6). Estas anchuras eficaces parciales a cada lado deberán tomarse como el b_e indicado en la tabla 7.5, pero no mayor de las anchuras reales disponibles b_1 y b_2 definidas en el punto (2) siguiente.

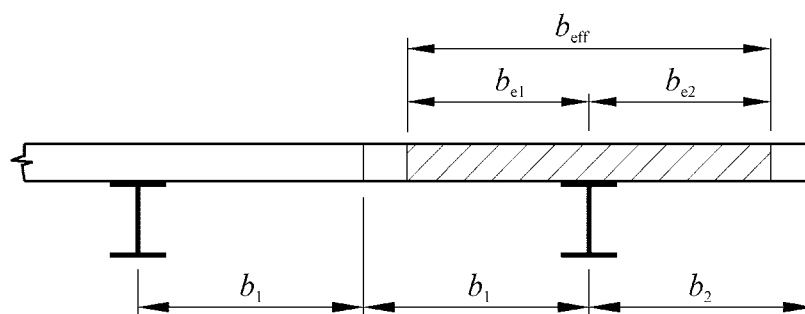
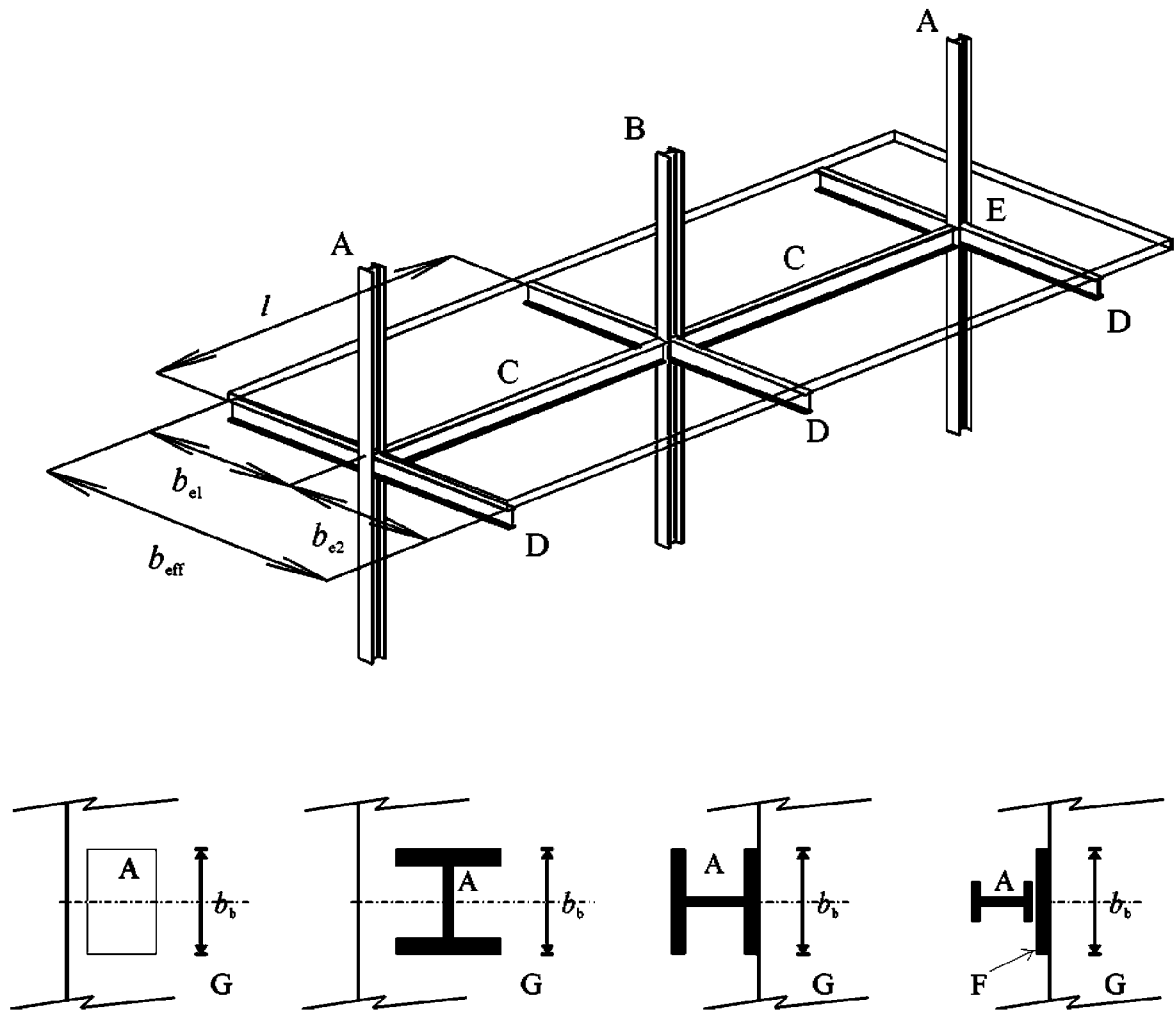


Figura 7.6 – Definición de las anchuras eficaces b_e y b_{eff}

(2) La anchura real b de cada porción deberá tomarse como la mitad de la distancia del alma al alma adyacente, excepto si existe un borde libre, en cuyo caso la anchura real es la distancia desde el alma hasta dicho borde libre.

(3) La anchura eficaz parcial b_e de la losa usada en la determinación de las propiedades elásticas y plásticas de las secciones mixtas en T compuestas de una sección de acero conectada a dicha losa, se define en la tabla 7.5 y en la figura 7.7. Estos valores son válidos para vigas en la posición C de la figura 7.5

si el dimensionamiento de la armadura de la losa y de la conexión de la losa a las vigas de acero son conformes con el Apéndice C. En la tabla 7.5, aquellos momentos que inducen compresión en la losa se consideran como positivos, mientras que aquellos que inducen tracción se consideran negativos. Los símbolos b_b , h_c , b_e , b_{eff} y l_e usados en las tablas 7.5 I y 7.5 II se definen en las figuras 7.5, 7.6 y 7.7. b_b es la anchura de apoyo del hormigón de la losa sobre el pilar en la dirección horizontal perpendicular a la viga para la cual se calcula la anchura eficaz; dicha anchura de apoyo puede incluir placas o dispositivos adicionales encaminados a aumentar la capacidad de apoyo.



- Leyenda
- A Pilar exterior
 - B Pilar interior
 - C Viga longitudinal
 - D Viga transversal o viga de fachada de acero
 - E Voladizo de hormigón
 - F Apoyo ampliado
 - G Losa de hormigón

Figura 7.7 – Definición de los elementos en las estructuras de pórticos resistentes a flexión

Tabla 7.5 I - Anchura eficaz parcial b_e para el análisis elástico de la estructura

b_e	Elemento transversal	b_e para M_{Rd} (Elástico)

En pilar interior	Presente o no presente	Para M negativo: $0,005 l$
En pilar exterior	Presente	Para M positivo: $0,0375 l$
En pilar exterior	No presente o armaduras no ancladas	Para M negativo: 0 Para M positivo: $0,025 l$

Tabla 7.5 II - Anchura eficaz parcial b_e de la losa para la evaluación del momento plástico resistente

Signo del momento flector M	Localización	Elemento transversal	b_e para M_{Rd} (Plástico)
M negativo	Pilar interior	Armaduras sísmicas	$0,1 l$
M negativo	Pilar exterior	Todas las configuraciones con las armaduras ancladas a la viga de fachada ni a la banda de hormigón en voladizo	$0,1 l$
M negativo	Pilar exterior	Todas las configuraciones con las armaduras no ancladas a la viga de fachada ni a la banda de hormigón en voladizo	0,0
M positivo	Pilar interior	Armaduras sísmicas	$0,075 l$
M positivo	Pilar exterior	Viga transversal de acero con conectores. Losa de hormigón hasta la cara exterior de un pilar con una sección en H, con el eje principal orientado según la figura 7.5 o extendiéndose más allá (banda de borde de hormigón). Armaduras sísmicas	$0,075 l$
M positivo	Pilar exterior	Sin viga transversal de acero o viga transversal de acero con conectores. Losa de hormigón hasta la cara exterior de un pilar con una sección en H, con el eje principal orientado según la figura 7.5 o extendiéndose más allá (banda de borde). Armaduras sísmicas	$b_b / 2 + 0,7 h_c / 2$
M positivo	Pilar exterior	Resto de configuraciones. Armaduras sísmicas	$b_b / 2 \leq b_{e,máx.}$ $b_{e,máx.} = 0,05 l$

7.6.4 Pilares mixtos totalmente embebidos

(1) En las estructuras disipativas, existen zonas críticas en ambos extremos de todas las longitudes libres de pilares, en estructuras de pórticos resistentes a flexión, y en la porción de los pilares adyacente a los acoplamientos, en pórticos con triangulaciones descentradas. Las longitudes l_{cr} de estas zonas críticas (en metros) se especifican en la ecuación (5.14) para la clase de ductilidad DCM, o en la ecuación (5.30) para la clase de ductilidad DCH, donde h_c en esas ecuaciones representa el canto de la sección mixta (en metros).

(2) Para satisfacer las demandas de la rotación plástica y para compensar la pérdida de resistencia debida a la pérdida de recubrimiento (desconchamiento) del hormigón, se deberá satisfacer la siguiente ecuación dentro de las zonas críticas arriba definidas:

$$\alpha w_{wd} \geq 30 \cdot m_f \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (7.5)$$

en la cual las variables son las que se definieron en el punto **(8)** del apartado **5.4.3.2.2** y el valor de cálculo del esfuerzo axial reducido, v_d , se define como:

$$v_d = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = N_{Ed} / (A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}) \quad (7.6)$$

donde

A_a es el área del perfil de acero;

A_c es el área de hormigón;

A_s es el área de las armaduras;

f_{yd} es el valor de cálculo del límite elástico del acero;

f_{cd} es el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón;

f_{sd} es el valor de cálculo del límite elástico del acero de las armaduras.

(3) La separación s (en milímetros) de los estribos de confinamiento en las zonas críticas no deberá superar:

$$s = \text{mín. } (b_o / 2, 260, 9 d_{bL}) \text{ para la clase de ductilidad DCM} \quad (7.7)$$

$$s = \text{mín. } (b_o / 2, 175, 8 d_{bL}) \text{ para la clase de ductilidad DCH} \quad (7.8)$$

o en la parte inferior de la planta inferior, para la clase de ductilidad DCH

$$s = \text{mín. } (b_o / 2, 150, 6 d_{bL}) \text{ para la clase de ductilidad DCM} \quad (7.9)$$

donde

b_o es la dimensión mínima del núcleo de hormigón (hasta el eje de los cercos, en milímetros);

d_{bL} es el diámetro mínimo de las armaduras longitudinales (en milímetros).

(4) El diámetro de los cercos, d_{bw} (en milímetros) deberá ser, como mínimo:

$$d_{bw} = 6 \text{ para la clase de ductilidad DCM} \quad (7.10)$$

$$d_{bw} = \text{máx. } (0,35 d_{bL,\text{máx.}} [f_{ydL} / f_{ydw}]^{0,5}, 6) \text{ para la clase de ductilidad DCH} \quad (7.11)$$

donde

$d_{bL,máx.}$ es el diámetro máximo de las armaduras longitudinales (en milímetros).

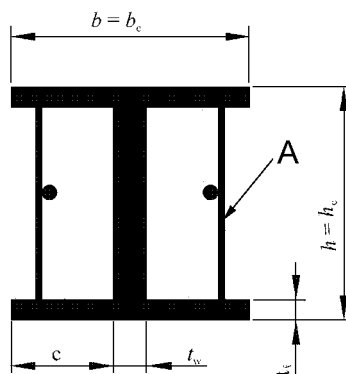
- (5) En las zonas críticas, la distancia entre las armaduras longitudinales arriostradas mediante patillas acodadas o atados transversales, no deberá superar 250 mm para la clase de ductilidad DCM o 200 mm para la clase de ductilidad DCH.
- (6) En las dos plantas inferiores de un edificio, deberán disponerse cercos de acuerdo con los puntos (3), (4) y (5) anteriores, más allá de las zonas críticas, para una longitud adicional igual a la mitad de la longitud de dichas zonas críticas.
- (7) En los pilares mixtos disipativos, la resistencia a cortante deberá determinarse, exclusivamente, en función del perfil de acero estructural.
- (8) La relación entre la clase de ductilidad de la estructura y la esbeltez admisible (c/t_f) para alas en vuelo en zonas disipativas se indica en la tabla 7.3.
- (9) Los cercos de confinamiento pueden retrasar el pandeo local en las zonas disipativas. Los límites para la esbeltez del ala indicados en la tabla 7.3 pueden aumentarse si los cercos se disponen con una separación longitudinal, s , menor que el vuelo del ala, c , es decir: $s/c < 1,0$. Para $s/c < 0,5$, los límites indicados en la tabla 7.3 pueden aumentarse hasta en un 50%. Para valores $0,5 < s/c < 1,0$, puede usarse una interpolación lineal.
- (10) El diámetro d_{bw} de los cercos de confinamiento usados para prevenir el pandeo del ala no deberá ser menor de

$$d_{bw} = \left[(b - t_f / 8) (f_{ydf} / f_{ydw}) \right]^{0,5} \quad (7.12)$$

donde b y t_f son el canto y el espesor del ala, respectivamente, y f_{ydf} y f_{ydw} son los valores de cálculo de las resistencias del ala y de la armadura, respectivamente.

7.6.5 Elementos parcialmente embebidos

- (1) En las zonas disipativas donde la energía se disipa a través de flexión plástica de una sección mixta, la separación longitudinal de la armadura transversal, s , deberá satisfacer los requisitos del punto (3) del apartado 7.6.4 a lo largo de una longitud mayor o igual a l_{cr} para zonas disipativas en los extremos de un elemento o $2 l_{cr}$ para zonas disipativas en el elemento.
- (2) En los elementos disipativos, la resistencia a cortante deberá determinarse, exclusivamente, en base a la sección de acero estructural, a menos que se dispongan detalles constructivos especiales para movilizar la resistencia a cortante de la sección de hormigón.
- (3) La relación entre la clase de ductilidad de la estructura y la esbeltez admisible (c/t_f) para alas en vuelo en zonas disipativas se indica en la tabla 7.3.



Leyenda

A Redondos rectos adicionales (acoplamientos)

Figura 7.8 – Detalle del armado transversal, con los redondos rectos adicionales (acoplamientos) soldados a las alas

(4) Los redondos rectos soldados al interior de las alas, como se muestra en la figura 7.8, adicionales a las armaduras requeridas en el Anejo 30 del Código Estructural, pueden retrasar el pandeo local en las zonas disipativas. En este caso, los límites indicados en la tabla 7.3 para la esbeltez del ala pueden aumentarse si las armaduras se disponen con una separación longitudinal, s_1 , menor que la distancia que sobresale el ala, c , es decir: $s_1/c < 1,0$. Para $s_1/c < 0,5$, los límites indicados en la tabla 7.3 pueden aumentarse hasta en un 50%. Para valores $0,5 < s_1/c < 1,0$, puede usarse interpolación lineal.

Los redondos rectos adicionales (acoplamientos) deberán cumplir también las reglas de los puntos (5) y (6) siguientes.

(5) El diámetro, d_{bw} , de los redondos rectos adicionales a los que se hace referencia en el punto (4) anterior, deberá ser como mínimo de 6 mm. Cuando los redondos rectos transversales se empleen para retrasar el pandeo local del ala, como se describe también en el punto (4), d_{bw} no deberá ser menor del valor obtenido en la ecuación (7.12).

(6) Los redondos rectos adicionales a los que se hace referencia en el punto (4) anterior deberán soldarse a ambos extremos de las alas, y la capacidad de las soldaduras no deberá ser menor que la resistencia plástica a tracción de los redondos rectos. Para estos redondos deberá disponerse un recubrimiento libre de hormigón de al menos 20 mm, pero sin superar 40 mm.

(7) El dimensionamiento de los elementos mixtos parcialmente embebidos puede tener en cuenta la resistencia del perfil de acero estructural exclusivamente, o bien la resistencia compuesta de la sección de acero junto con el hormigón envolvente.

(8) El dimensionamiento de los elementos mixtos parcialmente embebidos en los cuales se supone que sólo la sección de acero estructural contribuye a la resistencia del elemento puede realizarse de acuerdo con las disposiciones del capítulo 6, pero deberán aplicarse las disposiciones de dimensionamiento por capacidad indicadas en los puntos (4) y (5) del apartado 7.5.2 y el (3) del apartado 7.5.3.

7.6.6 Pilares mixtos rellenos

(1) La relación entre la clase de ductilidad de la estructura y la esbeltez admisible d/t o h/t se indica

en la tabla 7.3.

(2) La resistencia a cortante de pilares disipativos deberá determinarse en función de la sección de acero estructural o en función de la sección del hormigón armado, con la sección hueca de acero considerada exclusivamente como armadura de cortante.

(3) En elementos no disipativos, la resistencia a cortante del pilar deberá determinarse conforme al Anejo 30 del Código Estructural.

7.7 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos resistentes a flexión

7.7.1 Criterios particulares

(1) Se aplica el punto (1) del apartado 6.6.1.

(2) Las vigas mixtas deben dimensionarse para que sean dúctiles, de forma que se mantenga la integridad del hormigón.

(3) En función de la localización de las zonas disipativas, se aplican los puntos (4) o (5) del apartado 7.5.2.

(4) El esquema de formación de rótulas requerido deberá obtenerse mediante el cumplimiento de las reglas indicadas en los apartados 4.4.2.3, 7.7.3, 7.7.4 y 7.7.5.

7.7.2 Análisis

(1) El análisis de la estructura debe realizarse en función de las propiedades de la sección definidas en el apartado 7.4.

(2) En vigas, deberán tenerse en cuenta dos rigideces a flexión diferentes: EI_1 para la parte de los vanos sometida a flexión positiva (sección no fisurada) y EI_2 para la parte de los vanos sometida a flexión negativa (sección fisurada).

(3) Como alternativa el análisis puede realizarse considerando, para toda la viga, una inercia equivalente, I_{eq} , constante para todo el vano:

$$I_{eq} = 0,6 I_1 + 0,4 I_2 \quad (7.13)$$

(4) Para pilares mixtos, la rigidez a flexión se obtiene de:

$$(EI)_c = 0,9(EI_a + rE_{cm}I_c + EI_s) \quad (7.14)$$

donde

E y E_{cm} son los módulos de elasticidad del acero y del hormigón, respectivamente;

r es el coeficiente de reducción que depende del tipo de sección transversal del pilar. El valor de r se debe justificar basándose en el valor de la inercia fisurada. Alternativamente, se puede adoptar $r = 0,5$;

I_a , I_c e I_s designan la inercia de la sección de acero, de hormigón y de armadura, respectivamente.

7.7.3 Reglas para vigas y pilares

- (1) El dimensionamiento de vigas mixtas con sección en T debe ser conforme con el apartado **7.6.2**. Las vigas parcialmente embebidas deben ser conformes con el apartado **7.6.5**.
- (2) Las vigas deben comprobarse para pandeo por flexión fuera del plano y pandeo lateral, conforme al Anejo 30 del Código Estructural, suponiendo la formación de un momento plástico negativo en un extremo de la viga.
- (3) Se aplica el punto (2) del apartado **6.6.2**.
- (4) Las celosías mixtas no deberán usarse como vigas disipativas.
- (5) Se aplica el punto (1) del apartado **6.6.3**.
- (6) En pilares donde se formen rótulas plásticas según se indica en el punto (1) del apartado **7.7.1**, la comprobación deberá suponer que en estas rótulas plásticas se alcanza $M_{pl,Rd}$.
- (7) La siguiente ecuación se deberá aplicar para todos los pilares mixtos:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.15)$$

- (8) Las comprobaciones de resistencia de los pilares deberán realizarse conforme al apartado **6.7** del Anejo 30 del Código Estructural.
- (9) El esfuerzo cortante del pilar V_{Ed} (obtenido del análisis) deberá limitarse de acuerdo con la ecuación (6.4).

7.7.4 Conexiones entre viga y pilar

- (1) Se aplican las disposiciones indicadas en el apartado **6.6.4**.

7.7.5 Condición para despreciar el carácter mixto de vigas con losa

- (1) La resistencia plástica de una sección de viga mixta con losa (resistencia plástica límite inferior o superior en zonas disipativas) puede obtenerse teniendo en cuenta exclusivamente la sección de acero (dimensionamiento conforme al principio c), como se define en el apartado **7.1.2**, siempre que la losa esté totalmente desconectada de la estructura de acero en una zona circular de diámetro $2b_{eff}$ alrededor de un pilar, siendo b_{eff} el mayor valor de las anchuras eficaces de las vigas conectadas a dicho pilar.
- (2) Para los fines del punto (1), "totalmente desconectada" significa que no hay contacto entre la losa y cualquier cara vertical de ningún elemento de acero (por ejemplo, pilares, conectores a cortante, placas de empalme, ala corrugada, tablero de acero clavado al ala del perfil de acero).
- (3) En vigas parcialmente embebidas deberá tenerse en cuenta la contribución del hormigón presente entre las alas del perfil de acero.

7.8 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos mixtos con triangulaciones centradas

7.8.1 Criterios particulares

- (1) Se aplica el punto (1) del apartado 6.7.1.
- (2) Los pilares y las vigas deben ser bien de acero estructural o bien mixtos.
- (3) Las triangulaciones (arriostramientos) deben ser de acero estructural.
- (4) Se aplica el punto (2) del apartado 6.7.1.

7.8.2 Análisis

- (1) Se aplican las disposiciones indicadas en el apartado 6.7.2.

7.8.3 Elementos diagonales

- (1) Se aplica las disposiciones indicadas en el apartado 6.7.3.

7.8.4 Vigas y pilares

- (1) Se aplican las disposiciones indicadas en el apartado 6.7.4.

7.9 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos mixtos con triangulaciones descentradas

7.9.1 Criterios particulares

- (1) Los pórticos mixtos con triangulaciones descentradas deben dimensionarse de modo que la acción disipativa se produzca principalmente a través de la plastificación a cortante de los acoplamientos. Todos los demás elementos deben permanecer en estado elástico y se debe evitar la rotura de las uniones.
- (2) Los pilares, las vigas y las triangulaciones (arriostramientos) deben ser de acero estructural o mixtos.
- (3) Las triangulaciones, pilares y tramos de vigas que se encuentren fuera de los acoplamientos dúctiles deben dimensionarse para permanecer en estado elástico bajo las fuerzas máximas que se puedan generar por el acoplamiento de la viga en un estado de plastificación total y de endurecimiento por deformación cíclica.
- (4) Se aplica el punto (2) del apartado 6.8.1.

7.9.2 Análisis

- (1) El análisis de la estructura se basa en las propiedades de la sección definidas en el apartado 7.4.2.
- (2) En vigas se consideran dos rigideces a flexión diferentes: EI_1 para la parte de los vanos sometida a flexión positiva (sección no fisurada) y EI_2 para la parte de los vanos sometida a flexión negativa (sección fisurada).

7.9.3 Acoplamientos

- (1) Los acoplamientos deben estar compuestos por perfiles de acero, a ser posible mixtos con losas. Pueden no estar embebidos.

(2) Se aplican las reglas sobre acoplamientos sísmicos y sus rigidizadores indicadas en el apartado **6.8.2**. Los acoplamientos deberán ser de longitud corta o intermedia, con una longitud máxima e :

- en estructuras donde se formarían dos rótulas plásticas en los extremos del acoplamiento

$$e = 2M_{p, link} / V_{p, link} \quad (7.16)$$

- en estructuras donde solo se formaría una rótula plástica en un extremo del acoplamiento

$$e < M_{p, link} / V_{p, link} \quad (7.17)$$

El punto (3) del apartado **6.8.2** proporciona las definiciones de $M_{p, link}$ y $V_{p, link}$. Para $M_{p, link}$, sólo se consideran en la evaluación los componentes de acero de la sección del acoplamiento, despreciando la losa de hormigón.

(3) Cuando los acoplamientos sísmicos confluyan en un pilar de hormigón armado o un pilar embebido, deberán disponerse placas o pletinas de apoyo en las dos caras del acoplamiento, en la cara del pilar y en la sección final del acoplamiento. Estas placas de apoyo deberán ser conformes con el apartado **7.5.4**.

(4) El dimensionamiento de las conexiones entre viga y pilar adyacentes a los acoplamientos disipativos deberán ser conformes con el apartado **7.5.4**.

(5) Las conexiones deberán cumplir con los requisitos de las conexiones de los pórticos de acero con triangulaciones descentradas, conforme al apartado **6.8.4**.

7.9.4 Elementos que no contienen acoplamientos sísmicos

(1) Los elementos que no contengan acoplamientos sísmicos deberán ser conformes con las reglas indicadas en el apartado **6.8.3**, teniendo en cuenta la resistencia combinada del acero y el hormigón en el caso de elementos mixtos y las reglas pertinentes para elementos del apartado **7.6** y del Anejo 30 del Código Estructural.

(2) Cuando un acoplamiento sea adyacente a un pilar mixto totalmente embebido, deberá disponerse una armadura transversal conforme con los requisitos del apartado **7.6.4**, por encima y por debajo de la conexión del acoplamiento.

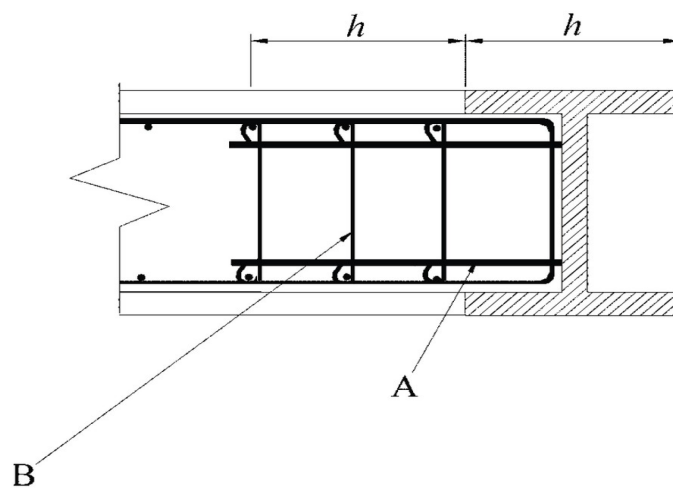
(3) En caso de un arriostramiento (triangulación) mixto bajo tracción, solo la sección transversal de acero estructural deberá tenerse en cuenta en la evaluación de la resistencia de dicho arriostramiento.

7.10 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para sistemas estructurales constituidos por muros de cortante (muros pantalla) mixtos de hormigón armado y elementos de acero estructural

7.10.1 Criterios particulares

(1) Las disposiciones de este apartado se aplican a los sistemas estructurales mixtos que pertenezcan a uno de los tres tipos definidos en el punto e) del apartado **7.3.1**.

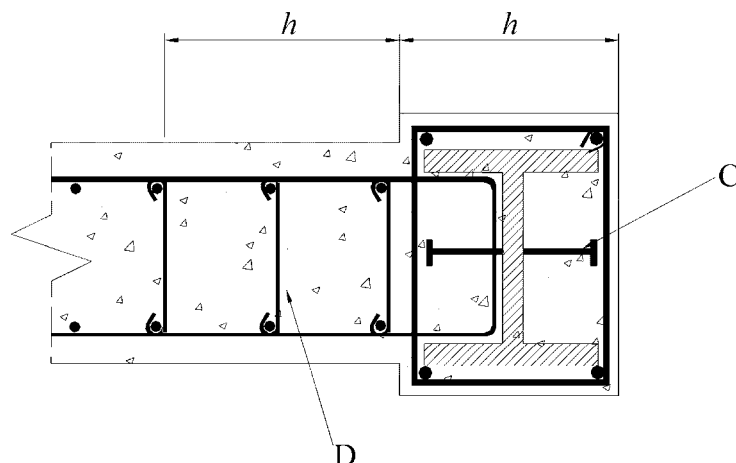
- (2) Los sistemas estructurales de los tipos 1 y 2 deben dimensionarse para que se comporten como muros de cortante y disipen energía en los perfiles verticales de acero y en la armadura vertical. Los rellenos deben conectarse a los elementos de contorno para prevenir su separación.
- (3) En el sistema estructural tipo 1 los esfuerzos cortantes de la planta deben transmitirse por cortante horizontal en el muro y en la interfaz entre el muro y las vigas.
- (4) El sistema estructural tipo 3 debe dimensionarse para disipar energía en los muros de cortante y en las vigas de acoplamiento.



Leyenda

- A Barras soldadas al pilar
- B Armadura transversal

Figura 7.9a – Detalles constructivos de elementos de contorno mixtos parcialmente embebidos (los detalles constructivos de armaduras transversales son para la clase de ductilidad DCH)

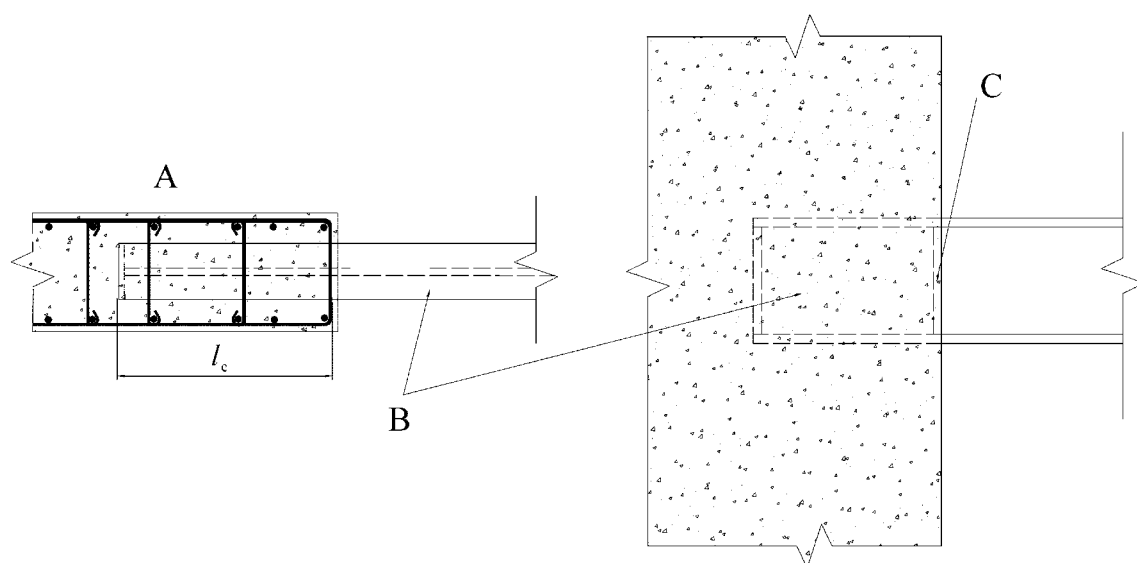


Leyenda

C Conectores a cortante

D Atado transversal

Figura 7.9b – Detalles constructivos de elementos de contorno mixtos totalmente embebidos (los detalles constructivos de armaduras transversales son para la clase de ductilidad DCH)



Leyenda

A Armadura adicional del muro, en la viga de acero embebida

B Viga de acoplamiento de acero

C Placa de confinamiento

Figura 7.10 – Detalles constructivos de una viga de acoplamiento que confluye en un muro (los detalles constructivos son para la clase de ductilidad DCH)

7.10.2 Análisis

- (1) El análisis de la estructura debe basarse en las propiedades de la sección definidas en el capítulo 5 para muros de hormigón y en el apartado 7.4.2 para vigas mixtas.
- (2) En los sistemas estructurales de los tipos 1 o 2, cuando los perfiles verticales de acero estructural, total o parcialmente embebidos, actúen como elementos de contorno de los paneles de relleno de hormigón armado, el análisis debe realizarse suponiendo que los efectos de la acción sísmica en estos elementos de contorno verticales son exclusivamente esfuerzos axiales.
- (3) Estos esfuerzos axiales deberán determinarse suponiendo que los esfuerzos cortantes se transmiten por el muro de hormigón armado y que todas las fuerzas de gravedad y vuelco se transmiten, a su vez, por el muro de cortante actuando conjuntamente con los elementos de contorno verticales.
- (4) En sistemas estructurales de tipo 3, si se usan vigas de acoplamiento mixtas, se aplican los puntos (2) y (3) del apartado 7.7.2.

7.10.3 Reglas de detalles constructivos para muros mixtos de clase de ductilidad DCM

- (1) Los paneles de relleno de hormigón armado en el tipo 1 y los muros de hormigón armado en los Tipos 2 y 3 deben cumplir los requisitos del capítulo 5 para muros dúctiles de clase de ductilidad DCM.
- (2) Los perfiles de acero parcialmente embebidos utilizados como elementos de contorno de paneles de hormigón armado deben pertenecer a una clase de sección transversal relacionada con el coeficiente de comportamiento de la estructura como se indica en la tabla 7.3.
- (3) Los perfiles de acero estructural totalmente embebidos utilizados como elementos de contorno en paneles de hormigón armado deben dimensionarse conforme al apartado 7.6.4.
- (4) Los perfiles de acero estructural parcialmente embebidos utilizados como elementos de contorno de paneles de hormigón armado deben dimensionarse conforme al apartado 7.6.5.
- (5) Deberán disponerse pernos conectores a cortante o armadura de atado (soldada, anclada a través de agujeros en los elementos de acero o anclada alrededor del elemento de acero) para transmitir los esfuerzos cortantes verticales y horizontales entre el acero estructural de los elementos de contorno y el hormigón armado.

7.10.4 Reglas de detalles constructivos para vigas de acoplamiento de clase de ductilidad DCM

- (1) Las vigas de acoplamiento deben tener una longitud de empotramiento en el muro de hormigón armado suficiente para resistir la combinación más desfavorable de momentos y esfuerzos cortantes generados por las resistencias a flexión y a cortante de la viga de acoplamiento. Debe considerarse que la longitud de empotramiento, l_e , empieza dentro de la primera capa de la armadura de confinamiento en el elemento de contorno del muro (véase la figura 7.10). Esta longitud de empotramiento, l_e , no debe ser menor de 1,5 veces la altura de la viga de acoplamiento.
- (2) El dimensionamiento de conexiones entre viga y muro debe ser conforme con el apartado 7.5.4.
- (3) Las armaduras verticales del muro definidas en los puntos (9) y (10) del apartado 7.5.4, con un valor de cálculo de la resistencia axial igual a la resistencia a cortante de la viga de acoplamiento, deberán situarse sobre la longitud de empotramiento de la viga, con dos tercios del acero localizados sobre la primera mitad de dicha longitud de empotramiento. Esta armadura del muro deberá extenderse una distancia de, al menos, una vez la longitud de anclaje por encima y por debajo de las alas de la viga de acoplamiento. Se permite usar armadura vertical con otros objetivos como, por ejemplo, para elementos de contorno verticales como parte de la armadura vertical requerida. La armadura deberá cumplir el apartado 7.6.

7.10.5 Reglas de detalles constructivos adicionales para la clase de ductilidad DCH

- (1) Debe disponerse una armadura transversal para confinamiento de los elementos de contorno mixtos, parcial o totalmente embebidos. La armadura debe extenderse una distancia $2h$ dentro de los muros de hormigón, donde h es el canto del elemento de contorno en el plano del muro [véanse las figuras 7.9a y 7.9b].
- (2) Los requisitos para los acoplamientos en pórticos con triangulaciones descentradas se aplican también para las vigas de acoplamiento.

7.11 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para muros de cortante

mixtos con placa de acero

7.11.1 Criterios particulares

- (1) Los muros de cortante mixtos con placa de acero deben dimensionarse para que plastifiquen bajo el efecto del esfuerzo cortante de la placa de acero.
- (2) La placa de acero deberá rigidizarse mediante hormigón envolvente en una o dos caras, y la fijación al hormigón armado envolvente para evitar el pandeo de la placa de acero.

7.11.2 Análisis

- (1) El análisis de la estructura deberá basarse en las propiedades de la sección y de los materiales definidas en los apartados **7.4.2** y **7.6**.

7.11.3 Reglas de detalles constructivos

- (1) Debe comprobarse que:

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad (7.18)$$

con la resistencia a cortante dada por:

$$V_{Rd} = A_{pl} \times f_{yd} / \sqrt{3} \quad (7.19)$$

Donde

f_{yd} es el valor de cálculo del límite elástico del acero de la placa; y

A_{pl} es el área horizontal de la placa.

- (2) Las conexiones entre la placa y los elementos de contorno (pilares y vigas), así como las conexiones entre la placa y el hormigón envolvente, deben dimensionarse de modo que se pueda desarrollar totalmente la resistencia plástica de la placa.
- (3) La placa de acero debe conectarse de modo continuo y a lo largo de todos sus bordes al entramado estructural de acero y a los elementos de contorno con soldaduras y/o pernos, para que se desarrolle la resistencia plástica de la placa a cortante.
- (4) Los elementos de contorno deben dimensionarse para cumplir los requisitos del apartado **7.10**.
- (5) El espesor del acero no deberá ser menor de 200 mm cuando se disponga solamente en una cara, o de 100 mm en cada cara cuando se disponga en ambas caras.
- (6) La cuantía mínima de armadura en ambas direcciones no debe ser menor del 0,25%.
- (7) Las aberturas en la placa de acero deben rigidizarse según sea requerido por el análisis.

7.12 Control del dimensionamiento y de la construcción

- (1) Para el control del dimensionamiento y de la construcción, se aplica el apartado **6.11**.

8 Reglas específicas para edificios de madera

8.1 Generalidades

8.1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Para el proyecto de edificios de madera se aplica el Documento Básico DB SE-M “Seguridad estructural: madera” del Código Técnico de la Edificación. Las siguientes reglas complementan a las indicadas en dicha norma.

8.1.2 Definiciones

(1) Los siguientes términos se usan en este capítulo con los siguientes significados:

ductilidad estática:

Relación entre la deformación de rotura y la deformación en el límite del comportamiento elástico, evaluada en ensayos cíclicos cuasi-estáticos (véase el punto **(3)** del apartado **8.3**).

uniones semirrígidas

Uniones con flexibilidad significativa, cuya influencia tiene que tenerse en cuenta en el cálculo estructural conforme al Documento Básico DB SE-M (por ejemplo, uniones tipo pasador).

uniones rígidas:

Uniones con flexibilidad despreciable conforme al Documento Básico DB SE-M (por ejemplo, uniones de madera sólida encoladas).

uniones de tipo pasador:

Uniones con elementos de fijación mecánicos tipo pasador (clavos, grapas, tirafondos, pasadores, tornillos, etc.) cargados perpendicularmente a sus ejes.

uniones de carpintero:

Uniones donde las cargas se transmiten por medio de áreas de presión y sin elementos de fijación mecánicos (por ejemplo, encoladera inclinada, cola de milano, media madera).

8.1.3 Principios de dimensionamiento

(1) Los edificios de madera sismorresistentes deben dimensionarse de acuerdo con uno de los siguientes principios:

- a) comportamiento estructural disipativo;
- b) comportamiento estructural poco disipativo.

(2) En el principio a) se tiene en cuenta la capacidad de algunas partes de la estructura (zonas disipativas) para resistir las acciones del terremoto fuera de su dominio elástico. Cuando se use el espectro de cálculo definido en el apartado **3.2.2.5**, el coeficiente de comportamiento q puede tomarse mayor de 1,5. El valor de q depende de la clase de ductilidad (véase **8.3**).

(3) Las estructuras dimensionadas según el principio a) deben pertenecer a las clases de ductilidad DCM o DCH. Una estructura que pertenezca a una clase de ductilidad dada debe cumplir los requisitos específicos en uno o más de los siguientes campos: tipo de estructura, tipo de conexiones y capacidad de rotación dúctil de las mismas.

- (4) Las zonas disipativas deben localizarse en las uniones y en las conexiones, mientras que se debe considerar que los elementos de madera tienen un comportamiento elástico.
- (5) Las propiedades de las zonas disipativas deberán determinarse por ensayos bien en uniones sencillas, bien en estructuras completas o bien en partes de la misma, conforme a la Norma UNE-EN 12512.
- (6) En el principio b), los efectos de la acción se calculan mediante un análisis elástico global, sin tener en cuenta el comportamiento no lineal del material. Cuando se use el espectro de cálculo definido en el apartado **3.2.2.5**, el coeficiente de comportamiento q no deberá tomarse mayor de 1,5. La resistencia de los elementos y las conexiones deberá dimensionarse conforme a la reglamentación específica vigente, sin ningún requisito adicional. Este principio se llama clase de ductilidad DCL (baja) y es apropiado sólo para ciertos tipos de estructuras (véase la tabla 8.1).

8.2 Materiales y propiedades de las zonas disipativas

- (1) Se aplican las disposiciones pertinentes del Documento Básico DB SE-M “Seguridad estructural: madera” del Código Técnico de la Edificación. Con respecto a las propiedades de los elementos de acero, se aplica lo establecido en el Código Estructural (Anejos 22 a 29).
- (2) Cuando se use el principio de comportamiento estructural disipativo, se aplican las siguientes reglas:
- a) en uniones consideradas como zonas disipativas, solo se pueden usar materiales y elementos de fijación mecánicos que proporcionen un adecuado comportamiento frente a fatiga de bajo número de ciclos;
 - b) las uniones encoladas deben considerarse como zonas no disipativas;
 - c) las uniones de carpintero sólo se pueden usar cuando puedan proporcionar una capacidad de disipación de energía suficiente, sin presentar riesgos de rotura frágil en cortante o tracción perpendicular a la fibra. La decisión sobre su uso debe basarse en los resultados de ensayos apropiados.
- (3) El punto **(2)(a)** anterior se considera satisfecho si se cumple el punto **(3)** del apartado **8.3**.
- (4) Para material de los paneles de pantalla en muros de cortante y diafragmas, el punto **(2)(a)** anterior se considera satisfecho si se cumplen las condiciones siguientes:
- a) los tableros de aglomerado tienen una densidad de, al menos, 650 kg/m^3 ;
 - b) los paneles de contrachapado tienen un espesor mínimo de 9 mm;
 - c) los paneles de aglomerado o de fibras tienen un espesor mínimo de 13 mm.
- (5) El material de acero para las conexiones debe cumplir las condiciones siguientes:
- a) todos los elementos de conexión fabricados con acero deben cumplir los requisitos del Código Estructural (Anejos 22 a 29);

- b) la conformidad respecto al punto **(3)** del apartado **8.3** de las propiedades de ductilidad de las conexiones en las celosías y entre el material de los paneles de pantalla y el pórtico de madera en las estructuras de clase de ductilidad DCM o DCH (véase **8.3**) debe comprobarse, por medio de ensayos cíclicos, bajo la combinación apropiada de las partes conectadas y los elementos de fijación.

8.3 Clases de ductilidad y coeficientes de comportamiento

(1) Dependiendo de su comportamiento dúctil y su capacidad de disipación de energía bajo acciones sísmicas, los edificios de madera deben clasificarse en una de las tres clases de ductilidad, DCL, DCM o DCH, indicadas en la tabla 8.1, donde también figuran los correspondientes valores límite superiores de los coeficientes de comportamiento. No hay limitaciones geográficas al uso de las clases de ductilidad DCM y DCH.

Tabla 8.1 - Principios de dimensionamiento, tipos de estructuras y valores límite superiores de los coeficientes de comportamiento para las tres clases de ductilidad

Principio de dimensionamiento y clase de ductilidad	q	Ejemplos de estructuras
Capacidad de disipación de energía baja – DCL	1,5	Estructuras en voladizo; vigas; arcos con dos o tres articulaciones; celosías unidas con conectores.
Capacidad de disipación de energía media – DCM	2	Paneles de muros encolados con diafragmas, conectados con clavos y tornillos; celosías con uniones con pasadores y atornilladas; estructuras mixtas que constan de un pórtico de madera (que resisten las fuerzas horizontales) y un relleno sin capacidad portante.
	2,5	Pórticos hiperestáticos con uniones con pasadores y atornilladas (véase el punto (3) del apartado 8.1.3).
Capacidad de disipación de energía alta – DCH	3	Paneles de muros clavados con diafragmas encolados, conectados con clavos y tornillos; celosías con uniones clavadas.
	4	Pórticos hiperestáticos con uniones con pasadores y atornilladas (véase el punto (3) del apartado 8.1.3).
	5	Paneles de muros clavados con diafragmas clavados, conectados con clavos y tornillos.

(2) Si el edificio es irregular en altura (véase **4.2.3.3**) los valores de q indicados en la tabla 8.1 deberán reducirse en un 20%, pero sin que sea necesario tomarlos menores de $q = 1,5$ (véase el punto **(7)** del apartado **4.2.3.1** y la tabla 4.1).

(3) Para que se puedan usar los valores indicados del coeficiente de comportamiento, las zonas disipativas deben ser capaces de deformarse plásticamente al menos durante tres ciclos completos de inversión, con una relación de ductilidad estática de 4 para las estructuras de clase de ductilidad DCM y de 6 para estructuras de clase de ductilidad DCH, sin una reducción de su resistencia mayor de un 20%.

(4) Las disposiciones del punto **(3)** anterior y de los puntos **(2)(a)** y **(5)(b)** del apartado **8.2** se pueden considerar satisfechas en las zonas disipativas de todos los tipos de estructuras si se cumplen las condiciones siguientes:

- a) en las uniones madera-madera y acero-madera con pasadores, atornilladas y claveteadas, el espesor mínimo de las piezas conectadas es $10 \cdot d$ y el diámetro del elemento de fijación, d , no supera los 12 mm;
- b) en muros de cortante y diafragmas, los paneles de pantalla están forradas de madera, con un espesor mínimo de $4d$, donde el diámetro del clavo, d , no supera los 3,1 mm.

Si no se cumplen los requisitos anteriores, pero se asegura un espesor mínimo de los elementos de $8d$ y $3d$ para los casos a) y b), respectivamente, deberán usarse los valores límite superiores reducidos del coeficiente de comportamiento q , indicados en la tabla 8.2.

Tabla 8.2 - Tipos de estructuras y valores límite superiores reducidos de los coeficientes de comportamiento

Tipos de estructuras	Coficiente de comportamiento q
Pórticos hiperestáticos con uniones con pasadores y atornilladas	2,5
Paneles de muros clavados con diafragmas clavados	4,0

(5) Para estructuras que tengan propiedades diferentes e independientes en las dos direcciones horizontales, los valores de q a usar en el cálculo de los efectos de la acción sísmica en cada dirección principal, deberán corresponder a las propiedades del sistema estructural en esa dirección, y pueden ser diferentes.

8.4 Análisis estructural

- (1) En el cálculo debe tenerse en cuenta el deslizamiento en las uniones de la estructura.
- (2) Se debe usar un valor del módulo E_0 para carga instantánea (10% mayor del de corto plazo).
- (3) Los diafragmas de la planta baja se pueden considerar rígidos en el modelo estructural sin más comprobaciones, si se cumplen las dos condiciones siguientes:
 - a) se aplican las reglas de detalles constructivos para diafragmas horizontales indicadas en el apartado 8.5.3;
 - y
 - b) sus aberturas no afectan de forma significativa a la rigidez global en el plano de los forjados.

8.5 Reglas de detalles constructivos

8.5.1 Generalidades

- (1) Las reglas de detalles constructivos indicadas en los apartados 8.5.2 y 8.5.3 se aplican a las partes sismorresistentes de estructuras dimensionadas conforme al principio de comportamiento estructural disipativo (clases de ductilidad DCM y DCH).
- (2) Las estructuras con zonas disipativas deben dimensionarse de manera que dichas zonas se localicen, principalmente, en aquellas partes de la estructura donde la plastificación, el pandeo local o cualquier otro fenómeno debido a comportamiento histerético no afecten a la estabilidad global de la

estructura.

8.5.2 Reglas de detalles constructivos para conexiones

- (1) Los elementos en compresión y sus conexiones (por ejemplo, uniones de carpintero), que puedan fallar debido a deformaciones provocadas por inversiones de carga, deben dimensionarse de manera que se evite su separación y se mantengan en su posición original.
- (2) Los tornillos y los pasadores deben apretarse y ajustarse en los agujeros. Los tornillos y pasadores grandes ($d > 16$ mm) no deben usarse en conexiones madera-madera y acero-madera, excepto en combinación con conectores de madera.
- (3) Los pasadores, los clavos lisos y las grapas no deberán usarse sin disposiciones adicionales que eviten su extracción.
- (4) En el caso de que exista una tracción perpendicular a la veta, se deberán adoptar unas disposiciones adicionales para evitar el deslizamiento (por ejemplo, planchas de metal o de contrachapado clavadas).

8.5.3 Reglas de detalles constructivos para diafragmas horizontales

- (1) Para los diafragmas horizontales bajo acciones sísmicas se aplica el Documento Básico DB SE-M “Seguridad estructural: madera” del Código Técnico de la Edificación, con las modificaciones siguientes:
 - a) no debe usarse el coeficiente de mayoración de 1,2 para la resistencia de los elementos de fijación en los bordes de chapas;
 - b) cuando los paneles estén al tresbolillo, no debe usarse el coeficiente de mayoración de 1,5 para la separación de los clavos a lo largo de los bordes discontinuos de los paneles;
 - c) la distribución de los esfuerzos cortantes en los diafragmas debe evaluarse teniendo en cuenta la posición en planta de los elementos verticales que resisten las cargas laterales.
- (2) Todos los bordes de los paneles de pantalla que no confluyan en elementos del pórtico deben apoyarse y conectarse a refuerzos transversales localizados entre las vigas de madera. Deben disponerse también refuerzos en los diafragmas horizontales por encima de los elementos verticales resistentes a cargas laterales (por ejemplo, muros).
- (3) Debe asegurarse la continuidad de las vigas, incluyendo los brochales, en las áreas dónde el diafragma se vea alterado por aberturas o huecos.
- (4) Si no existen refuerzos transversales intermedios a lo largo de toda la altura de las vigas, la relación altura-anchura (h/b) de las vigas de madera deberá ser menor de 4.
- (5) Si $a_g \cdot S \geq 0,2 \cdot g$, la separación de los elementos de fijación mecánica en las áreas de discontinuidad debe reducirse en un 25%, pero sin que sea menor que la separación mínima indicada en la reglamentación específica vigente (véanse los capítulos 8 y 10 del DB SE-M del Código Técnico de la Edificación).
- (6) Cuando los forjados se consideren rígidos en el plano para el cálculo estructural, no debe haber cambio en la dirección de los vanos de las vigas sobre los apoyos, donde los esfuerzos horizontales se transmiten a los elementos verticales (por ejemplo, muros de cortante).

8.6 Comprobaciones de seguridad

- (1) Los valores de la resistencia del material de madera deben determinarse teniendo en cuenta los valores de k_{mod} para las cargas instantáneas, conforme a lo establecido en el DB SE-M “Seguridad estructural: madera” del Código Técnico de la Edificación.
- (2) Para las comprobaciones del ELU de las estructuras dimensionadas según el principio de comportamiento estructural no disipativo (clase de ductilidad DCL), para las propiedades de los materiales para las combinaciones fundamentales de cargas, se aplican los coeficientes parciales de seguridad γ_M del DB SE-M.
- (3) Para las comprobaciones del ELU de las estructuras dimensionadas según el principio de comportamiento estructural disipativo (clases de ductilidad DCM o DCH), se aplican los coeficientes parciales de seguridad γ_M para las propiedades de los materiales para las combinaciones accidentales de cargas del DB SE-M.
- (4) Para asegurar el desarrollo de la deformación plástica cíclica en las zonas disipativas, los restantes elementos estructurales y conexiones deben dimensionarse con una reserva de resistencia suficiente. Este requisito de reserva de resistencia se aplica, particularmente, a:
 - los tirantes de anclaje y cualquier conexión a elementos soporte masivos situados por debajo;
 - las conexiones entre los diafragmas horizontales y los elementos verticales que resistan la carga lateral.
- (5) Las uniones de carpintero no presentan riesgos de rotura frágil si la comprobación de la tensión cortante conforme a lo establecido en el DB SE-M se realiza con un coeficiente parcial de seguridad adicional de 1,3.

8.7 Control del dimensionamiento y de la construcción

- (1) Se aplican las disposiciones indicadas en el DB SE-M del Código Técnico de la Edificación.
- (2) Los siguientes elementos estructurales deben identificarse en los planos del proyecto y deben proporcionarse especificaciones para su control específico durante la construcción:
 - los tirantes de anclaje y cualquier unión a elementos de cimentación;
 - las celosías diagonales de acero en tracción usadas en triangulaciones (arriostramientos);
 - las conexiones entre los diafragmas horizontales y los elementos verticales que resisten la carga lateral;
 - las conexiones entre los paneles de pantalla y los pórticos de madera que confluyen en los diafragmas horizontales y verticales.
- (3) El control específico de la construcción debe comprender las propiedades del material y la precisión en la ejecución.

9 Reglas específicas para edificios de fábrica

9.1 Objeto y campo de aplicación

- (1) Este capítulo se aplica al proyecto de edificios de fábrica no armada, confinada y armada, en zonas sísmicas.
- (2) Para el proyecto de edificios de fábrica se aplica lo establecido en el Documento Básico DB SE-F “Seguridad estructural: fábrica” del Código Técnico de la Edificación. Las siguientes reglas complementan a las indicadas en dicha reglamentación.

9.2 Materiales y modelos de aparejo

9.2.1 Tipos de unidades de fábrica

- (1) Las unidades de fábrica deberán tener una robustez suficiente para evitar la rotura frágil local. Esta condición se cumple para los grupos de piezas ‘maciza’ y ‘perforada’ indicados en la tabla 4.1 del Documento Básico DB SE-F “Seguridad estructural: fábrica”.

9.2.2 Resistencia mínima de las unidades de fábrica

- (1) Excepto en casos de baja sismicidad, la resistencia a compresión normalizada de las unidades de fábrica, calculada de acuerdo con la Norma UNE-EN 772-1, no deberá ser menor que los valores siguientes:

- normal a la cara asiento de la hilada (tabla): $f_{b,min} = 5 \text{ N/mm}^2$

- paralela a la cara asiento de la hilada (tabla), en el plano del muro: $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$

9.2.3 Mortero

- (1) Excepto en casos de baja sismicidad, se requiere una resistencia mínima para el mortero, $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$ para fábricas no armadas y $f_{m,min} = 10 \text{ N/mm}^2$ para fábricas armadas.

9.2.4 Aparejo (trabazón) de la fábrica

- (1) Se contemplan tres clases alternativas de juntas:
 - a) juntas totalmente rellenas con mortero;
 - b) juntas sin relleno;
 - c) juntas sin relleno con ensambladura mecánica entre las unidades de fábrica.

En zonas en donde sea necesaria la aplicación de la Norma Sismorresistente se permiten únicamente juntas de tipo a).

9.3 Tipos de construcción y coeficientes de comportamiento

- (1) Según el tipo de fábrica usada para los elementos sismorresistentes, los edificios de fábrica deberán clasificarse en uno de los tipos de construcción siguientes:

- a) construcción de fábrica no armada;
- b) construcción de fábrica confinada;
- c) construcción de fábrica armada.

NOTA 1 Se incluye la construcción con sistemas de fábrica que proporcionen una ductilidad mejorada de la estructura (véase la Nota de la Tabla 9.1).

NOTA 2 Las estructuras con rellenos de fábrica no están cubiertas por este capítulo.

(2) Debido a su baja resistencia a tracción y a su baja ductilidad, en caso de realizar función estructural, la fábrica no armada que cumpla exclusivamente con las disposiciones indicadas en el Documento Básico DB SE-F “Seguridad estructural: fábrica” del Código Técnico de la Edificación se considera que ofrece una baja capacidad de disipación (clase de ductilidad DCL) y, por tanto, su uso solo se permite en zonas de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1 de este Anejo), si además se cumple que el espesor eficaz de los muros, t_{ef} , no es inferior a un valor mínimo, $t_{ef,min}$. Siendo $t_{ef,min} = 350$ mm, para fábrica de piedra natural, y $t_{ef,min} = 240$ mm para fábrica de ladrillo.

(3) Debido a las razones indicadas en el punto (2) anterior, no puede utilizarse la fábrica no armada que satisfaga las disposiciones de este Anejo si el valor de $a_g \cdot S$ supera un cierto valor límite, $a_{g,urm} = 0,20 g$, el cual es coherente con los valores adoptados en los apartados 9.2.2 y 9.2.3 para la resistencia a compresión normalizada de las unidades de fábrica, $f_{b,min}$, y $f_{bh,min}$, y para la resistencia mínima del mortero, $f_{m,min}$.

(4) Para los tipos del a) al c), los rangos de valores admisibles del límite superior del coeficiente de comportamiento q se indican en la tabla 9.1.

Tabla 9.1 - Tipos de construcción y valores límite superiores del coeficiente de comportamiento

Tipo de construcción	Coeficiente de comportamiento q
Fábrica no armada, conforme exclusivamente al DB SE-F, Fábrica del Código Técnico de la Edificación. (únicamente en casos de baja sismicidad)	1,5
Fábrica no armada conforme a este Anejo	1,5
Fábrica confinada	2,0
Fábrica armada	2,5

NOTA Sólo se puede adoptar para el coeficiente de comportamiento q un valor distinto al especificado en la Tabla 9.1 si existe un certificado expedido por un organismo notificado nacional o internacional que lo justifique.

(5) Si el edificio no es regular en altura (véase 4.2.3.3) los valores de q indicados en la tabla 9.1 deberán reducirse en un 20%, pero sin que sea necesario tomarlos como inferiores a $q = 1,5$ (véase el punto (7) del apartado 4.2.3.1 y la tabla 4.1).

9.4 Análisis estructural

(1) El modelo estructural para el proyecto del edificio debe representar las propiedades de rigidez del sistema total.

- (2) La rigidez de los elementos estructurales debe evaluarse teniendo en cuenta su flexibilidad a cortante y a flexión y, si fuese relevante, también su flexibilidad frente a esfuerzo axial. Para el cálculo puede usarse la rigidez elástica no fisurada o, preferiblemente y de modo más realista, la rigidez fisurada, con objeto de considerar la influencia de la fisuración sobre las deformaciones y para obtener una mejor aproximación a la pendiente de la primera rama de un modelo bilineal fuerza-deformación para el elemento estructural.
- (3) En ausencia de una evaluación precisa de las propiedades de rigidez, sustentada por un cálculo adecuado, la rigidez fisurada a flexión y a cortante pueden tomarse iguales a la mitad de la rigidez elástica no fisurada de la sección bruta.
- (4) En el modelo estructural, los entrepaños de fábrica que conforman dinteles y antepechos en los vanos de un muro pueden considerarse como vigas de acoplamiento entre dos elementos de muro, si están unidos de modo continuo a los mismos y se hallan conectados tanto a la viga de atado del forjado como al cargadero situado debajo.
- (5) Si el modelo estructural tiene en cuenta las vigas de acoplamiento, se puede usar un cálculo de pórticos para la determinación de los efectos de las acciones en los elementos estructurales verticales y horizontales.
- (6) El cortante de base en los muros, según se obtiene mediante el análisis lineal descrito en el capítulo 4, puede redistribuirse entre los muros, suponiendo que:
- a) se satisface el equilibrio global (es decir, se consigue el mismo cortante de base total y la misma posición de la fuerza resultante);
 - b) el cortante en cualquier muro ni se reduce en más de un 25% ni se incrementa en más del 33%; y
 - c) se tienen en cuenta las consecuencias de la redistribución para el o los diafragmas.

9.5 Criterios de dimensionamiento y reglas de construcción

9.5.1 Generalidades

- (1) Los edificios de fábrica deben estar compuestos de forjados y muros, que estén unidos en dos direcciones horizontales ortogonales y en la dirección vertical.
- (2) La conexión entre los forjados y los muros debe realizarse mediante tirantes de acero o vigas perimetrales de hormigón armado.
- (3) Puede usarse cualquier tipo de forjado, siempre que se respeten los requisitos generales de continuidad y de funcionamiento eficaz del diafragma.
- (4) Deben disponerse muros de cortante en, al menos, dos direcciones ortogonales.
- (5) Los muros de cortante deberán cumplir ciertos requisitos geométricos, descritos a continuación y cuyos valores se dan en la Tabla 9.2:
- a) el espesor eficaz de los muros de cortante, t_{ef} , no puede ser menor que un valor mínimo, $t_{ef,min}$;

- b) la relación (h_{ef}/t_{ef}) entre la altura eficaz del muro y su espesor eficaz no puede superar un valor máximo, $(h_{ef}/t_{ef})_{m\acute{a}x.}$; y
- c) la relación de la longitud del muro, l , respecto a la mayor altura libre, h , de los huecos adyacentes al muro, no puede ser menor que un valor mínimo, $(l/h)_{m\acute{i}n.}$

Tabla 9.2 - Requisitos geométricos para los muros de cortante

Tipo de fábrica	$t_{ef,m\acute{i}n.}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{m\acute{a}x.}$	$(l/h)_{m\acute{i}n.}$
No armada, con unidades de piedra natural	350	9	0,5
No armada, con cualquier otro tipo de unidades	240	12	0,4
No armada, con cualquier otro tipo de unidades, en casos de baja sismicidad	170	15	0,35
Confinada	240	15	0,3
Armada	240	15	Sin restricción
Los símbolos usados tienen los siguientes significados: t_{ef} espesor eficaz o de cálculo del muro (véase el DB SE-F del Código Técnico de la Edificación.); h_{ef} altura eficaz o de cálculo del muro (véase el DB SE-F del Código Técnico de la Edificación.); h altura libre máxima de las aberturas adyacentes al muro; l longitud del muro.			

(6) Los muros de cortante no conformes con los requisitos geométricos mínimos del punto (5) anterior se pueden considerar como elementos sísmicos secundarios. Estos muros deberán cumplir los puntos (1) y (2) del apartado 9.5.2.

9.5.2 Requisitos adicionales para la fábrica no armada conformes con este Anejo

(1) Deberán disponerse vigas horizontales de hormigón o, como alternativa, tirantes de acero en el plano del muro a nivel de cada forjado y, en cualquier caso, con una separación vertical no mayor de 4 m. Estas vigas o tirantes deberán formar elementos de atado continuos, físicamente unidos entre ellos.

NOTA Es esencial disponer las vigas o los tirantes continuos a lo largo de todo el perímetro.

(2) Las vigas horizontales de hormigón deberán tener una armadura longitudinal con una sección transversal no menor de 200 mm².

9.5.3 Requisitos adicionales para la fábrica confinada

(1) Los elementos de confinamiento horizontales y verticales deben unirse entre ellos y anclarse a los elementos del sistema estructural principal.

(2) Para obtener una unión eficaz entre los elementos de confinamiento y la fábrica, el hormigón de los elementos de confinamiento debe ejecutarse después de que se haya construido la fábrica.

(3) Las dimensiones de la sección transversal de los elementos de confinamiento horizontales y

verticales no pueden ser menores de 150 mm. En muros de doble hoja, el espesor de los elementos de confinamiento deberá asegurar la conexión entre las dos hojas y su confinamiento efectivo.

(4) Los elementos de confinamiento verticales deberán colocarse:

- en los bordes libres de cada elemento estructural del muro;
- en ambos lados de cualquier abertura en el muro con un área mayor de $1,5 \text{ m}^2$;
- dentro del muro si es necesario para no superar la separación de 4 m entre los elementos de confinamiento;
- en las intersecciones de muros estructurales, donde los elementos de confinamiento necesarios por las reglas anteriores estén a una distancia mayor de 1,5 m.

(5) Los elementos de confinamiento horizontales deben situarse en el plano del muro al nivel de cada forjado y, en cualquier caso, con una separación vertical de no más de 4 m.

(6) El área de la sección transversal de la armadura longitudinal no puede ser menor de 300 mm^2 , ni menor del 1% del área de la sección transversal del elemento de confinamiento.

(7) Deberán disponerse estribos de diámetro no menor de 6 mm y con una separación no mayor de 150 mm, alrededor de la armadura longitudinal.

(8) El acero de la armadura deberá ser de tipo S o SD, conforme al artículo 34 del Código Estructural.

(9) Los empalmes por solapo no pueden tener una longitud inferior a 60 veces el diámetro de los redondos.

9.5.4 Requisitos adicionales para la fábrica armada

(1) La armadura horizontal deberá situarse en las juntas horizontales o en las ranuras apropiadas de las unidades, con una separación vertical no superior a 600 mm.

(2) Las unidades de fábrica con huecos deberán acomodar la armadura necesaria en los dinteles y parapetos.

(3) Se deberán usar armaduras de acero de diámetro no menor de 4 mm, dobladas alrededor de los redondos verticales en los bordes del muro.

(4) El porcentaje mínimo de armadura horizontal en el muro, normalizado respecto al área bruta de la sección, no deberá ser menor del 0,05%.

(5) Se deben evitar los porcentajes elevados de armadura horizontal que conduzcan a la rotura por compresión en las unidades antes de la plastificación del acero.

(6) La armadura vertical repartida en el muro, como porcentaje del área bruta de la sección horizontal del muro, no deberá ser menor del 0,08%.

(7) La armadura vertical deberá situarse en huecos, cavidades o agujeros de las unidades.

(8) Deberán colocarse armaduras verticales con una sección transversal no menor de 200 mm^2 :

- en los dos extremos libres de cada muro;
- en cada intersección de muro;
- dentro del muro, para no superar la separación de 5 m entre dichas armaduras.

(9) Se aplican los puntos (7), (8) y (9) del apartado 9.5.3.

(10) Los parapetos y dinteles deben enlazarse regularmente a la fábrica de los muros adyacentes mediante una armadura horizontal.

9.6 Comprobación de la seguridad

(1) Debe comprobarse explícitamente la seguridad de los edificios frente a colapso, excepto para aquellos edificios que satisfagan las reglas indicadas en el apartado 9.7.2 para "edificios de fábrica simples".

(2) Para la comprobación de la seguridad frente a colapso, el valor de cálculo de la resistencia de cada elemento estructural debe evaluarse de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

(3) En comprobaciones del estado límite último para la situación sísmica de cálculo, deberán usarse los coeficientes parciales de seguridad γ_m para las propiedades de la fábrica y γ_s para el acero de las armaduras. Se adopta un valor de $\gamma_s = 1$; $\gamma_m = \text{máx. [2/3 del valor dado en el DB-SE-F; 1,5]}$

9.7 Reglas para "edificios de fábrica simples"

9.7.1 Generalidades

(1) Los edificios que pertenezcan a las clases de importancia I o II y cumplan los apartados 9.2, 9.5 y 9.2.7 pueden clasificarse como "edificios de fábrica simples".

(2) Para tales edificios no es obligatoria la comprobación de seguridad explícita según el apartado 9.6.

9.7.2 Reglas

(1) Dependiendo del producto $a_g \cdot S$ en el emplazamiento y del tipo de construcción, deberá limitarse el número permitido de plantas por encima del suelo, n , y deberán disponerse muros en dos direcciones ortogonales con un área mínima de la sección transversal, $A_{\text{mín.}}$, en cada una de estas direcciones. El área mínima de la sección transversal se expresa como un porcentaje mínimo, $p_{A,\text{mín.}}$, del área total de forjado por planta.

NOTA Los valores a asignar a n y $p_{A,\text{mín.}}$ se indican en la tabla 9.3. En todo caso, se deberán respetar las limitaciones al uso de fábrica no armada indicadas en el punto (3) del apartado 9.3.

Tabla 9.3 - Número máximo admisible de plantas sobre rasante y área mínima de los muros de cortante para "edificios de fábrica simples"

Aceleración local $a_g \cdot S$		< 0,07 g	< 0,11 g	< 0,15 g	< 0,19 g
Tipo de construcción	Número de plantas (n)**	Suma mínima de las áreas transversales de los muros de cortante horizontales en cada dirección, como porcentaje del área total del forjado de cada planta ($p_{A,min.}$)			
Fábrica no armada	1	2,0%	2,5%	3,5%	n/a
	2	2,5%	3,0%	5,0%	n/a
	3	3,0%	5,0%	n/a	n/a
	4	5,0%	n/a*	n/a	n/a
Fábrica confinada	1	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%
	2	2,0%	2,5%	3,5%	4,0%
	3	2,5%	3,5%	4,0%	n/a
	4	4,0%	5,0%	n/a	n/a
Fábrica armada	1	1,5%	2,0%	2,5%	3,0%
	2	2,0%	2,5%	3,5%	4,0%
	3	2,5%	3,5%	4,0%	n/a
	4	3,5%	4,0%	5,0%	n/a
* n/a significa "no aceptable".					
** El espacio de la cubierta sobre las plantas completas no se considera en el número de plantas.					

- (2) La configuración en planta del edificio deberá cumplir las condiciones siguientes:
- la planta deberá ser aproximadamente rectangular;
 - la relación entre la longitud del lado mayor y la del lado menor en planta no deberá ser menor que un valor mínimo, $\lambda_{min} = 0,25$;
 - el área de las proyecciones de los huecos y retranqueos de la forma rectangular no deberá ser mayor que un porcentaje, $p_{max} = 15\%$, del área total del forjado por encima del nivel considerado.
- (3) Los muros de cortante del edificio deberán cumplir todas las condiciones siguientes:
- el edificio deberá rigidizarse por muros de cortante, distribuidos casi simétricamente en planta en dos direcciones ortogonales;
 - deberán situarse un mínimo de dos muros paralelos en dos direcciones ortogonales, siendo la longitud de cada muro mayor del 30% de la longitud del edificio en la dirección del muro considerado;
 - al menos para los muros en una de las direcciones, la distancia entre ellos deberá ser mayor de un 75% de la longitud del edificio en la otra dirección;
 - al menos un 75% de las cargas verticales se deberán soportar por los muros de cortante;

e) los muros de cortante deberán ser continuos desde la parte superior hasta la inferior del edificio.

(4) En casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1) la longitud de muro requerida en el punto (3)(b) anterior se puede proporcionar por la longitud acumulada de los muros de cortante (véase el punto (5) del apartado 9.5.1) según un eje, separados por aberturas. En este caso, al menos uno de los muros de cortante en cada dirección deberá tener una longitud, l , no menor que la correspondiente a dos veces el valor mínimo de l/h definido en el punto (5)(c) del apartado 9.5.1.

(5) Entre dos plantas sucesivas, las diferencias en masa y en el área de la sección transversal de los muros de cortante horizontales, en ambas direcciones horizontales, deberán limitarse a unos valores máximos de $\Delta_{m,m\acute{a}x.} = 20\%$ y $\Delta_{A,m\acute{a}x.} = 20\%$, respectivamente.

(6) Para edificios de fábrica no armada los muros en una dirección deberán unirse a los muros en la dirección ortogonal con una separación máxima de 7 m.

10 Aislamiento de la base

10.1 Objeto y campo de aplicación

- (1) Este capítulo cubre el proyecto de estructuras aisladas sísmicamente en las que el sistema de aislamiento, localizado debajo de la masa principal de la estructura, tiene como objetivo reducir la respuesta sísmica del sistema que resiste la fuerza lateral.
- (2) La reducción de la respuesta sísmica del sistema que resiste la fuerza lateral puede obtenerse aumentando el periodo fundamental de la estructura aislada sísmicamente, modificando la forma del modo fundamental y aumentando el amortiguamiento, o mediante una combinación de estos efectos. El sistema de aislamiento puede consistir en muelles y/o amortiguadores lineales o no lineales.
- (3) En este capítulo se dan reglas específicas referentes al aislamiento de la base de los edificios.
- (4) Este capítulo no cubre los sistemas de disipación pasiva de energía que no estén dispuestos sobre una interfaz sencilla, sino distribuidos a lo largo de varias plantas o niveles de la estructura.

10.2 Definiciones

- (1) Los siguientes términos se usan en este capítulo con los siguientes significados:

sistema de aislamiento:

Conjunto de componentes usados para proporcionar aislamiento sísmico, dispuestos sobre la interfaz de aislamiento.

NOTA Se localizan habitualmente debajo de la masa principal de la estructura.

interfaz de aislamiento:

Superficie que separa la infraestructura y la superestructura y donde se localiza el sistema de aislamiento.

NOTA La colocación de la interfaz de aislamiento en la base de la estructura es el modo más común en edificación, depósitos y silos. En puentes, el sistema de aislamiento se combina habitualmente con los apoyos y la interfaz de aislamiento se sitúa entre el tablero y los pilares o estribos.

unidades aislantes:

Elementos que constituyen el sistema de aislamiento.

Los dispositivos considerados en este capítulo consisten en apoyos laminados elastoméricos, dispositivos elasto-plásticos, amortiguadores viscosos o de rozamiento, péndulos, y otros dispositivos cuyo comportamiento cumpla el punto (2) del apartado 10.1. Cada unidad proporciona una o una combinación de las siguientes funciones:

- una capacidad portante vertical combinada con flexibilidad lateral incrementada y una alta rigidez vertical;
- una disipación de energía, bien histerética o bien viscosa;
- una capacidad de recuperar su posición;

- una coacción lateral (suficiente rigidez elástica) bajo cargas laterales de servicio no sísmicas.

infraestructura:

Parte de la estructura que se localiza bajo la interfaz de aislamiento, incluida la cimentación.

NOTA La flexibilidad lateral de la o las infraestructuras es generalmente despreciable en comparación con la del sistema de aislamiento, pero no siempre es el caso (por ejemplo, en puentes).

superestructura:

Parte de la estructura que está aislada y se localiza sobre la interfaz de aislamiento.

aislamiento total:

La superestructura se encuentra totalmente aislada si, en la situación sísmica de cálculo, permanece dentro del dominio elástico. De otro modo, la superestructura está parcialmente aislada.

centro de rigidez eficaz:

Centro de rigidez calculado en la cara superior de la interfaz de aislamiento, es decir, que incluye la flexibilidad de las unidades aislantes y la de la o las infraestructuras.

NOTA En edificios, depósitos y estructuras similares, la flexibilidad de la infraestructura se puede despreciar en la determinación de este centro, el cual coincide entonces con el centro de rigidez de las unidades de aislamiento.

desplazamiento de cálculo (del sistema de aislamiento según una dirección principal):

Desplazamiento horizontal máximo del centro de rigidez eficaz entre la parte superior de la infraestructura y la inferior de la superestructura, que se produce en la situación sísmica de cálculo.

desplazamiento total de cálculo (de una unidad de aislamiento según una dirección principal):

Desplazamiento horizontal máximo en el emplazamiento de la unidad, incluyendo el desplazamiento debido al desplazamiento de cálculo y a la rotación global de torsión respecto al eje vertical.

rigidez eficaz de cálculo (del sistema de aislamiento en una dirección principal):

Relación entre el valor de la fuerza horizontal total transmitida a través de la interfaz de aislamiento, cuando el desplazamiento de cálculo se produce en la misma dirección y el valor absoluto de dicho desplazamiento de cálculo (rigidez secante).

NOTA La rigidez eficaz se obtiene generalmente mediante un cálculo dinámico iterativo.

periodo eficaz:

Periodo fundamental, en la dirección considerada, de un sistema con un solo grado de libertad que tenga la masa de la superestructura y una rigidez igual a la rigidez eficaz del sistema de aislamiento.

amortiguamiento eficaz (del sistema de aislamiento en una dirección principal):

Valor del amortiguamiento viscoso eficaz correspondiente a la energía disipada por el sistema de aislamiento durante la respuesta cíclica en el desplazamiento de cálculo.

10.3 Requisitos fundamentales

- (1) Deben satisfacerse los requisitos fundamentales indicados en el apartado 2.1 y en las partes correspondientes de esta Norma Sismorresistente, en función del tipo de estructura considerada.
- (2) Se requiere una mayor fiabilidad para los dispositivos de aislamiento. Para ello se aplicará un

coeficiente de mayoración a los desplazamientos sísmicos de cada unidad. El valor de dicho coeficiente en el caso de edificios será $\gamma_x=1,2$.

10.4 Criterios de conformidad

- (1) Para cumplir los requisitos fundamentales, deben comprobarse los estados límite definidos en el punto (1) del apartado 2.2.1.
- (2) En el estado límite de daño, todos los conductos que crucen las juntas alrededor de la estructura aislada deben permanecer dentro del dominio elástico.
- (3) En edificios, para el estado de limitación de daños, se deberá limitar el desplazamiento entre plantas en la infraestructura y en la superestructura, conforme al apartado 4.4.3.2.
- (4) En el estado límite último no se debe superar la capacidad última de los dispositivos de aislamiento en términos de resistencia y deformabilidad, con los coeficientes parciales de seguridad correspondientes (véase el punto (6) del apartado 10.10).
- (5) En este capítulo solo se considera aislamiento total.
- (6) Aunque en ciertos casos puede ser aceptable que la infraestructura tenga comportamiento inelástico, en este capítulo se considera que permanece en el dominio elástico.
- (7) En el estado límite último, los dispositivos de aislamiento pueden alcanzar su capacidad última, mientras la superestructura y la infraestructura permanecen en el dominio elástico. El dimensionamiento por capacidad y los detalles constructivos para asegurar la ductilidad no son entonces necesarios ni en la superestructura, ni en la infraestructura.
- (8) En el estado límite último, las tuberías de gas u otros conductos peligrosos que crucen las juntas que separan la superestructura del terreno o de construcciones circundantes deben dimensionarse para admitir con seguridad el desplazamiento relativo entre la superestructura aislada y el terreno o construcciones circundantes, teniendo en cuenta el coeficiente definido en el punto (2) del apartado 10.3.

10.5 Disposiciones generales de dimensionamiento

10.5.1 Disposiciones generales respecto a los dispositivos

- (1) Debe disponerse un espacio suficiente entre la superestructura y la infraestructura, así como cualquier otra medida necesaria para permitir la inspección, el mantenimiento y la reposición de los dispositivos durante el tiempo de vida útil de la estructura.
- (2) En caso necesario, los dispositivos deberán protegerse de los efectos potencialmente peligrosos como el fuego y el ataque químico o biológico.
- (3) Los materiales usados en el dimensionamiento y la construcción de los dispositivos deberán cumplir las normas existentes apropiadas.

10.5.2 Control de los movimientos no deseados

- (1) Para minimizar los efectos de la torsión, el centro de rigidez eficaz y el centro de amortiguamiento del sistema de aislamiento deberán estar tan cerca como sea posible de la proyección del centro de gravedad sobre la interfaz de aislamiento.

- (2) Para minimizar las diferencias en el comportamiento de los dispositivos aislantes, la tensión de compresión inducida en ellos por las acciones permanentes deberá ser tan uniforme como sea posible.
- (3) Los dispositivos deben estar fijados a la superestructura y a la infraestructura.
- (4) El sistema de aislamiento debe dimensionarse de manera que las potenciales sacudidas y movimientos de torsión se controlen mediante medidas apropiadas.
- (5) Los requisitos del punto (4) referentes a las sacudidas se consideran satisfechos si los efectos de dichas sacudidas potenciales se evitan mediante dispositivos adecuados (amortiguadores, dispositivos de absorción de sacudidas, etc.).

10.5.3 Control de movimientos sísmicos diferenciales del terreno

- (1) Los elementos estructurales localizados por encima y por debajo de la interfaz de aislamiento deberán ser suficientemente rígidos en ambas direcciones, horizontal y vertical, de manera que se minimicen los efectos de los desplazamientos sísmicos diferenciales del terreno. Esto no se aplica a puentes o estructuras elevadas, donde los pilotes y los pilares localizados bajo la interfaz de aislamiento pueden ser deformables.
- (2) El punto (1) se considera satisfecho en edificios si se satisfacen todas las condiciones siguientes:
 - a) se dispone un diafragma rígido por encima y por debajo del sistema de aislamiento, compuesto de una losa de hormigón armado o de un emparrillado de vigas de atado, dimensionado teniendo en cuenta todos los modos de pandeo locales y globales apropiados. Este diafragma rígido no es necesario si la estructura consta de estructuras rígidas en cajón;
 - b) los dispositivos que forman el sistema de aislamiento se fijan a ambos extremos de los diafragmas rígidos definidos anteriormente, bien directamente o, si no fuera posible, mediante elementos verticales cuyo desplazamiento horizontal relativo en la situación sísmica de cálculo deberá ser menor de 1/20 del desplazamiento relativo del sistema de aislamiento.

10.5.4 Control de los desplazamientos relativos respecto al terreno y construcciones circundantes

- (1) Debe disponerse un espacio suficiente entre la superestructura aislada y el terreno o las construcciones cercanas, para permitir su desplazamiento en todas las direcciones en la situación sísmica de cálculo.

10.5.5 Concepción del proyecto de edificios aislados en su base

- (1) Los principios de la concepción del proyecto para edificios aislados en su base deberán fundamentarse en las indicaciones del capítulo 2 y del apartado 4.2, con las disposiciones adicionales indicadas en este capítulo.

10.6 Acción sísmica

- (1) Debe suponerse que las dos componentes horizontales y la componente vertical de la acción sísmica actúan simultáneamente.
- (2) Cada componente de la acción sísmica se define en el apartado 3.2, en términos del espectro elástico para las condiciones locales del terreno aplicables y para el valor de cálculo de la aceleración del suelo a_g .

(3) En edificios de clase de importancia IV deberán tenerse en cuenta también los espectros específicos del emplazamiento que incluyan efectos de fuentes cercanas, si el edificio se localiza a una distancia menor de 15 km de la falla potencialmente activa más cercana con una magnitud $M_w \geq 6,5$. Dichos espectros no deberán tomarse menores que los espectros normalizados definidos en el punto (2) de este apartado.

(4) Las combinaciones de las componentes de la acción sísmica para edificios se indican en el apartado 4.3.3.5.

(5) Si se requieren análisis en el dominio del tiempo, deberá usarse un juego de, como mínimo, tres acelerogramas, que deberán cumplir los requisitos de los apartados 3.2.3.1 y 3.2.3.2.

10.7 Coeficiente de comportamiento

(1) Salvo indicación contraria, en el punto (5) del apartado 10.10, el valor del coeficiente de comportamiento debe tomarse igual a $q = 1$.

10.8 Propiedades del sistema de aislamiento

(1) Los valores de las propiedades físicas y mecánicas del sistema de aislamiento a usar en el cálculo deben ser las más desfavorables que vayan a alcanzarse durante la vida útil de la estructura. Deben reflejar, cuando sea relevante, la influencia de:

- la velocidad de aplicación de la carga;
- la magnitud de la carga vertical simultánea;
- la magnitud de la carga horizontal simultánea en la dirección transversal;
- la temperatura;
- el cambio de las propiedades a lo largo de la vida útil prevista.

(2) Las aceleraciones y las fuerzas de inercia inducidas por el terremoto deberán evaluarse teniendo en cuenta el máximo valor de la rigidez y de los coeficientes de amortiguamiento y rozamiento.

(3) Los desplazamientos deberán evaluarse teniendo en cuenta el mínimo valor de la rigidez y de los coeficientes de amortiguamiento y rozamiento.

(4) En edificios de clase de importancia I o II, se pueden usar los valores medios de las propiedades físicas y mecánicas, siempre que los valores extremos (máximo y mínimo) no difieran en más del 15% de los valores medios.

10.9 Análisis estructural

10.9.1 Generalidades

(1) La respuesta dinámica del sistema estructural debe analizarse en términos de aceleraciones, fuerzas de inercia y desplazamientos.

(2) En edificios, deben tenerse en cuenta los efectos de la torsión, incluyendo los efectos de la

excentricidad accidental definida en **4.3.2**.

(3) El modelo del sistema de aislamiento deberá reflejar con suficiente precisión la distribución espacial de las unidades de aislamiento, de modo que se tengan adecuadamente en cuenta la traslación en ambas direcciones horizontales, los correspondientes efectos de vuelco y la rotación respecto al eje vertical. Se deberán reflejar adecuadamente las características de los diferentes tipos de unidades usadas en el sistema de aislamiento.

10.9.2 Análisis lineal equivalente

(1) Si se cumplen las condiciones del punto **(5)** de este apartado, el sistema de aislamiento puede modelizarse mediante un comportamiento visco-elástico lineal equivalente si dicho sistema se compone de dispositivos tales como apoyos laminados elastoméricos, o mediante un comportamiento bilineal histerético si el sistema se compone de dispositivos de tipo elasto-plástico.

(2) Si se usa un modelo lineal equivalente, deberá usarse la rigidez eficaz de cada unidad aislante (es decir, el valor secante de la rigidez para el valor de cálculo del desplazamiento total, d_{db}), respetando las disposiciones del punto **(1)** del apartado **10.8**. La rigidez eficaz del sistema de aislamiento, K_{eff} , es la suma de las rigideces eficaces de las unidades aislantes.

(3) Si se usa un modelo lineal equivalente, la disipación de energía del sistema de aislamiento deberá expresarse en términos de un amortiguamiento viscoso equivalente, el "amortiguamiento eficaz" (ξ_{eff}). La disipación de energía en los apoyos deberá expresarse a partir de mediciones de la energía disipada en ciclos con una frecuencia en el rango de las frecuencias naturales de los modos considerados. Para modos superiores, fuera de este rango, la relación de amortiguamiento modal de la estructura completa deberá ser la de la superestructura con base fija.

(4) Cuando la rigidez eficaz o el amortiguamiento eficaz de ciertas unidades aislantes dependa del valor de cálculo del desplazamiento, d_{dc} , deberá aplicarse un procedimiento iterativo, hasta que la diferencia entre los valores supuestos y los calculados para d_{dc} no supere el 5% del valor supuesto.

(5) El comportamiento del sistema de aislamiento se puede considerar como lineal equivalente si se cumplen todas las condiciones siguientes:

- a) la rigidez eficaz del sistema de aislamiento definida en el punto **(2)** de este apartado es, al menos, igual al 50% de la rigidez eficaz para un desplazamiento de $0,2 d_{dc}$;
- b) la relación de amortiguamiento eficaz del sistema de aislamiento, definida en el punto **(3)** de este apartado no supera el 30%;
- c) las características fuerza/desplazamiento del sistema de aislamiento no varían en más del 10% en función de la velocidad de aplicación de la carga o debido a las cargas verticales;
- d) el aumento de la fuerza de recuperación en el sistema de aislamiento para desplazamientos entre $0,5 d_{dc}$ y d_{dc} es, al menos, igual al 2,5% de la carga total de gravedad por encima del sistema de aislamiento;

(6) Si el comportamiento del sistema de aislamiento se considera como lineal equivalente y la acción sísmica se define a través del espectro elástico especificado en el punto **(2)** del apartado **10.6**, deberá realizarse una corrección del amortiguamiento conforme al punto **(3)** del apartado **3.2.2.2**.

10.9.3 Análisis lineal simplificado

(1) El método del análisis lineal simplificado considera dos traslaciones dinámicas horizontales y superpone los efectos estáticos de la torsión. Se supone que la superestructura es un sólido rígido trasladándose por encima del sistema de aislamiento, sujeto a las condiciones de los puntos (2) y (3) de este apartado. El periodo eficaz de traslación es entonces:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{eff}}}} \quad (10.1)$$

Donde

M es la masa de la superestructura;

K_{eff} es la rigidez horizontal eficaz del sistema de aislamiento, como se define en el punto (2) del apartado 10.9.2.

(2) El movimiento de torsión alrededor del eje vertical puede despreciarse en la evaluación de la rigidez horizontal eficaz y en el análisis lineal simplificado si, en cada una de las dos direcciones horizontales principales, la excentricidad total (incluyendo la excentricidad accidental) entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y la proyección vertical del centro de gravedad de la superestructura no supera el 7,5% de la longitud de la superestructura transversal a la dirección horizontal considerada. Esta es una condición para la aplicación del método de análisis lineal simplificado.

(3) El método simplificado puede aplicarse a sistemas de aislamiento con comportamiento equivalente a lineal amortiguado, si cumplen también todas las condiciones siguientes:

- a) la distancia desde el emplazamiento a la falla potencialmente activa con una magnitud $M_w \geq 6,5$ más cercana es mayor de 15 km;
- b) la mayor de las dimensiones en planta de la superestructura no es mayor de 50 m;
- c) la infraestructura es suficientemente rígida como para minimizar los efectos de los desplazamientos diferenciales del terreno;
- d) todos los dispositivos se localizan por encima de los elementos de la infraestructura que soporta las cargas verticales;
- e) el periodo eficaz, T_{eff} , satisface la siguiente condición:

$$3T_f \leq T_{\text{eff}} \leq 3 \text{ s} \quad (10.2)$$

donde T_f es el periodo fundamental de la superestructura si se supone su base fija (estimado mediante una ecuación simplificada).

(4) Para aplicar el método simplificado a sistemas de aislamiento con comportamiento equivalente a lineal amortiguado en edificios deberán satisfacerse además del punto (3) de este apartado todas las condiciones siguientes:

- a) el sistema que resiste las cargas laterales de la superestructura deberá disponerse de modo regular y simétrico a lo largo de los dos ejes principales en planta de la estructura;

- b) la rotación por balanceo en la base de la infraestructura deberá despreciarse;
- c) la relación entre la rigidez vertical y horizontal del sistema de aislamiento deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \geq 150 \quad (10.3)$$

- d) el periodo fundamental en la dirección vertical, T_v , no deberá ser mayor de 0,1 s, donde:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}} \quad (10.4)$$

- (5) El desplazamiento del centro de rigidez debido a la acción sísmica deberá obtenerse para cada dirección horizontal, a partir de la siguiente ecuación:

$$d_{dc} = \frac{M S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff,min.}} \quad (10.5)$$

donde $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$ es la aceleración espectral definida en el apartado **3.2.2.2**, teniendo en cuenta el valor apropiado del amortiguamiento eficaz conforme al punto **(3)** del apartado **10.9.2**.

- (6) Los esfuerzos horizontales aplicados a cada nivel de la superestructura deberán calcularse, para cada dirección horizontal, mediante la siguiente ecuación:

$$f_j = m_j S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (10.6)$$

donde m_j es la masa en el nivel j .

- (7) El sistema de fuerzas considerado en el punto **(6)** induce los efectos de la torsión debidos a la combinación de las excentricidades natural y accidental.

- (8) Si se satisface la condición del punto **(2)** de este apartado para despreciar el movimiento de torsión alrededor del eje vertical, los efectos de la torsión en cada unidad de aislamiento individual, pueden tenerse en cuenta amplificando en cada dirección los efectos de la acción definidos en los puntos **(5)** y **(6)** mediante un coeficiente, δ_i , dado (para la acción en la dirección x) por:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} \gamma_i \quad (10.7)$$

Donde

γ es la dirección horizontal transversal a la dirección x considerada;

(x_i, γ_i) son las coordenadas de la unidad de aislamiento i referidas al centro de rigidez eficaz;

$e_{tot,y}$ es la excentricidad total en la dirección y ;

r_y es el radio de torsión del sistema de aislamiento, dado por la siguiente ecuación:

$$r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi} \quad (10.8)$$

siendo K_{xi} y K_{yi} las rigideces eficaces de una unidad dada i en las direcciones x e y , respectivamente.

(9) Los efectos de la torsión en la superestructura deberán estimarse de acuerdo con el apartado **4.3.3.2.4**.

10.9.4 Análisis modal lineal simplificado

(1) Si el comportamiento de los dispositivos puede considerarse como lineal equivalente, pero no se cumplen todas las condiciones indicadas en los puntos **(2)**, **(3)** ni –en caso de que sea aplicable– el **(4)** del apartado **10.9.3**, puede realizarse un análisis modal conforme al apartado **4.3.3.3**.

(2) Si todas las condiciones del punto **(3)** y en el caso de que sea aplicable- el **(4)** del apartado **10.9.3** se cumplen, puede usarse un análisis simplificado considerando los desplazamientos horizontales y el movimiento de torsión alrededor del eje vertical, y suponiendo que las infraestructuras y las superestructuras se comportan rigidamente. En tal caso, deberá tenerse en cuenta en el análisis la excentricidad total (incluyendo la excentricidad accidental como se define en el punto **(1)** del apartado **4.3.2**) de la masa de la superestructura. Entonces, los desplazamientos en cada punto de la estructura deberán calcularse combinando los desplazamientos traslacionales y rotacionales. Esto afecta especialmente a la evaluación de la rigidez eficaz de cada unidad de aislamiento. Deberán tenerse en cuenta las fuerzas de inercia y los momentos para la comprobación de las unidades aislantes y de las infraestructuras y las superestructuras.

10.9.5 Análisis en el dominio del tiempo

(1) Si un sistema de aislamiento no puede representarse mediante un modelo lineal equivalente (es decir, si no se cumplen las condiciones indicadas en el punto **(5)** del apartado **10.9.2**), la respuesta sísmica debe evaluarse mediante un análisis en el dominio del tiempo, utilizando una ley de comportamiento de los dispositivos que pueda reproducir adecuadamente el comportamiento del sistema en el rango de deformaciones y velocidades previsto en la situación sísmica de cálculo.

10.9.6 Elementos no estructurales

(1) En edificios, los elementos no estructurales deben analizarse de acuerdo con el apartado **4.3.5**, considerando adecuadamente los efectos dinámicos del aislamiento (véanse los puntos **(2)** y **(3)** del apartado **4.3.5.1**).

10.10 Comprobaciones de seguridad en el estado límite último

(1) La infraestructura debe comprobarse bajo el efecto de las fuerzas de inercia aplicadas directamente en ella, así como bajo las fuerzas y momentos que le transmite el sistema de aislamiento.

(2) Debe comprobarse el estado límite último de la infraestructura y de la superestructura usando los valores de γ_M definidos en los capítulos pertinentes de esta Norma Sismorresistente.

(3) En edificios, las comprobaciones de seguridad referentes al equilibrio y a la resistencia en la infraestructura y la superestructura deben realizarse conforme al apartado **4.4**. No es necesario respetar el dimensionamiento por capacidad, ni las condiciones de ductilidad global o local.

- (4) En edificios, los elementos estructurales de la infraestructura y de la superestructura pueden dimensionarse como no disipativos. Para edificios de hormigón, de acero o mixtos de acero y hormigón, puede adoptarse la clase de ductilidad DCL y aplicarse el apartado **5.3**, los puntos **(2)**, **(3)** y **(4)** del apartado **6.1.2**, o los puntos **(2)** y **(3)** del apartado **7.1.2**, respectivamente.
- (5) En edificios, la condición de resistencia de los elementos estructurales de la superestructura puede satisfacerse teniendo en cuenta los efectos de la acción sísmica divididos por un coeficiente de comportamiento no mayor de 1,5.
- (6) Teniendo en cuenta la posible rotura por pandeo de los dispositivos y usando los correspondientes valores de γ_M , la resistencia del sistema de aislamiento debe evaluarse teniendo en cuenta el coeficiente γ_x definido en el punto **(2)** del apartado **10.3**.
- (7) En función del tipo de dispositivo considerado, la resistencia de las unidades aislantes deberá evaluarse en el estado límite último en términos de:
- a) fuerzas, teniendo en cuenta los máximos esfuerzos verticales y horizontales posibles en la situación sísmica de cálculo, incluyendo efectos de vuelco;
 - b) desplazamiento total horizontal relativo entre las caras superior e inferior de la unidad. El desplazamiento horizontal total deberá incluir la deformación debida a la acción sísmica de cálculo y los efectos de retracción, fluencia, temperatura y tesado (si la superestructura es pretensada).

Apéndice A

Espectro de respuesta elástica de desplazamientos

A.1 Para estructuras de periodo de vibración largo, la acción sísmica puede representarse en forma de un espectro de respuesta de desplazamientos, $S_{De}(T)$ como el ilustrado en la figura A.1.

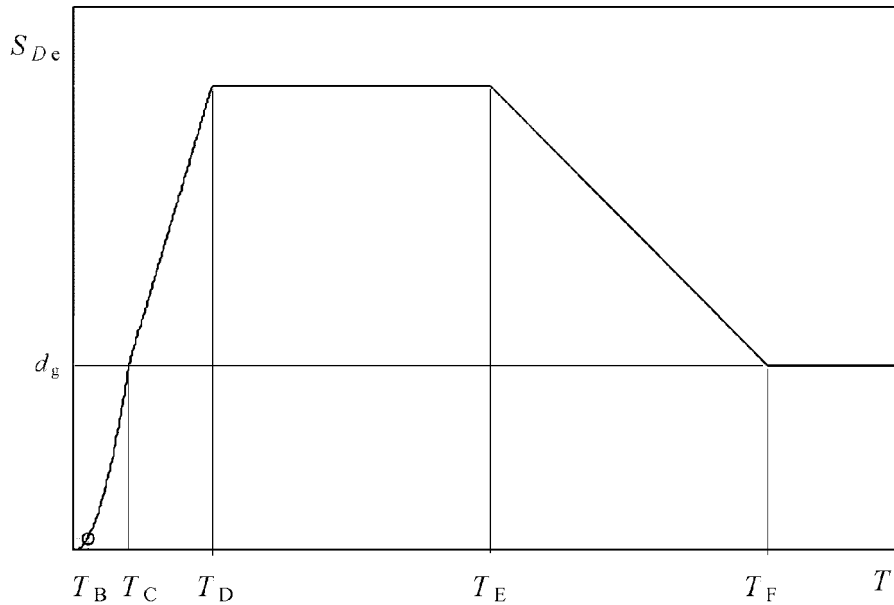


Figura A.1 – Espectro de respuesta elástica de desplazamientos

A.2 Hasta el periodo de control T_E , las ordenadas espectrales se obtienen de las ecuaciones (3.2) a (3.5), reemplazando $S_e(T)$ por $S_{De}(T)$ por medio de la ecuación (3.7). Para periodos de vibración más allá de T_E , las ordenadas del espectro de respuesta elástica de desplazamientos se obtienen de las ecuaciones (A.1) y (A.2).

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0,025a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[2,5\eta + \left(\frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5\eta) \right] \quad (A.1)$$

$$T \geq T_F : S_{De}(T) = d_g \quad (A.2)$$

donde S , T_C y T_D se indican en la tabla 3.2, η se obtiene de la ecuación (3.6) y d_g se obtiene de la ecuación (3.12). Los periodos de control T_E y T_F se presentan en la tabla A.1.

Tabla A.1 - Periodos de control adicionales para espectro de desplazamientos

Tipo de terreno	T_E (s)	T_F (s)

A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

Apéndice B

Determinación del desplazamiento objetivo para el análisis estático no lineal (análisis del empuje incremental, "pushover analysis")

B.1 Generalidades

El desplazamiento objetivo se determina a partir del espectro de respuesta elástico (véase **3.2.2.2**). La curva de capacidad, que representa la relación entre el esfuerzo cortante en la base y el desplazamiento del nudo de control, se determina de acuerdo con el apartado **4.3.3.4.2.3**.

Se supone la siguiente relación entre las fuerzas normalizadas $\bar{F}_i$ y los desplazamientos normalizados Φ_i :

$$\bar{F}_i = m_i \phi_i \quad (\text{B.1})$$

donde m_i es la masa en la planta i .

Los desplazamientos se normalizan de modo que $\Phi_n = 1$, donde n es el nudo de control (generalmente, n designa el nivel de la cubierta). Consecuentemente, $\bar{F}_n = m_n$.

B.2 Transformación en un sistema equivalente de un solo grado de libertad

La masa de un sistema equivalente de un solo grado de libertad, m^* , se determina como sigue:

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (\text{B.2})$$

Y el coeficiente de transformación se obtiene de:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (\text{B.3})$$

La fuerza F^* y el desplazamiento d^* de un sistema equivalente de un solo grado de libertad se calculan como sigue:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (\text{B.4})$$

$$d^* = \frac{d_n}{F} \quad (\text{B.5})$$

donde F_b y d_n son, respectivamente, el esfuerzo cortante en la base y el desplazamiento del nudo de control de un sistema con varios grados de libertad.

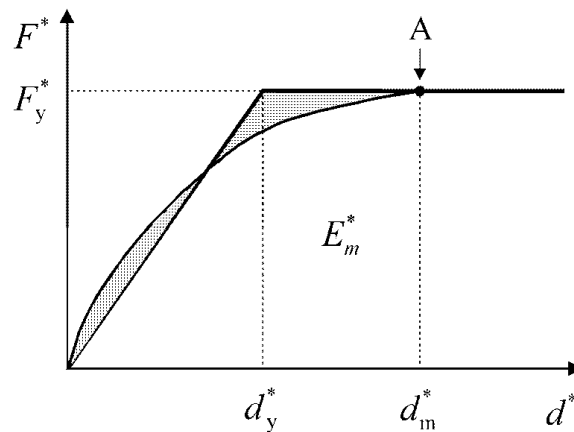
B.3 Determinación de la relación idealizada fuerza-desplazamiento elasto-plástica perfecta

El esfuerzo correspondiente al límite elástico F_y^* , que representa también la resistencia última del sistema idealizado, es igual al esfuerzo cortante en la base en la formación del mecanismo plástico. La rigidez inicial del sistema idealizado se determina de tal modo que las áreas bajo las curvas fuerza-deformación real e idealizada sean iguales (véase la figura B.1).

Basándose en esta hipótesis, el desplazamiento correspondiente al límite elástico del sistema idealizado de un solo grado de libertad d_y^* viene dado por:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (\text{B.6})$$

donde E_m^* es la energía de deformación real justo en el momento de la formación del mecanismo plástico.



Leyenda

A Mecanismo plástico

Figura B.1 – Determinación de la relación idealizada fuerza-desplazamiento elasto-plástica perfecta

B.4 Determinación del periodo del sistema idealizado equivalente a un solo grado de libertad

El periodo T^* del sistema idealizado equivalente a un solo grado de libertad se determina mediante:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (\text{B.7})$$

B.5 Determinación del desplazamiento objetivo para el sistema equivalente a un solo grado de libertad

El desplazamiento objetivo de la estructura con periodo T^* y comportamiento elástico ilimitado viene dado por:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (\text{B.8})$$

donde $S_e(T^*)$ es la ordenada del espectro elástico de respuesta de aceleración en el periodo T^* .

Para la determinación del desplazamiento objetivo d_t^* , deberán usarse ecuaciones diferentes para estructuras en el rango de periodo corto y para estructuras en los rangos de periodo medio y largo, como se indica a continuación. El periodo límite entre el rango de periodo corto y el de periodo medio es T_c (véase la figura 3.1 y las tablas 3.2 y 3.3).

a) $T^* < T_c$ (rango de periodo corto)

Si $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$ la respuesta es elástica, y entonces

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (\text{B.9})$$

Si $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$ la respuesta es no lineal, y

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (\text{B.10})$$

donde q_u es la relación entre las aceleraciones en la estructura, con comportamiento elástico ilimitado, $S_e(T^*)$, y en la estructura con resistencia limitada, F_y^* / m^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (B.11)$$

d_t^* no necesita superar $3 d_{et}^*$.

b) $T^* \geq T_c$ (rango de periodos medios y largos)

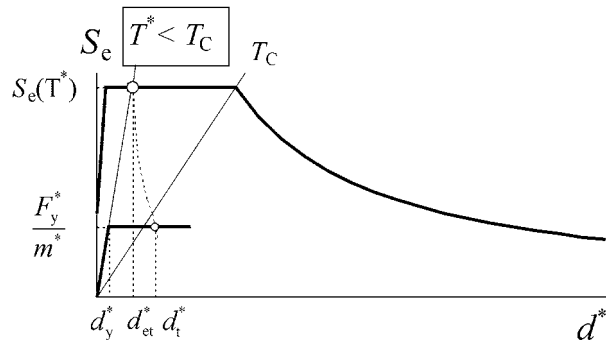
$$d_t^* = d_{et}^* \quad (B.12)$$

d_t^* no necesita superar $3 d_{et}^*$.

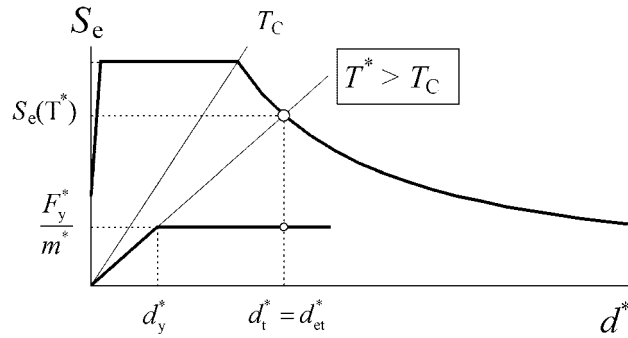
La relación entre las diferentes magnitudes puede visualizarse en las figuras B.2 a) y b). Las figuras están representadas en formato aceleración/desplazamiento. El periodo T^* se representa por la recta radial que va desde el origen del sistema de coordenadas hasta el punto del espectro elástico de respuesta definido por las coordenadas $d_{et}^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$ y $S_e(T^*)$.

Procedimiento iterativo (opcional)

Si el desplazamiento objetivo d_t^* determinado en el 4° paso (capítulo B.5) es muy diferente del desplazamiento d_m^* (figura B.1) usado en la determinación de la relación idealizada fuerza-desplazamiento elasto-plástica perfecta en el 2° paso (capítulo B.3), puede aplicarse un procedimiento iterativo en el que los pasos 2 a 4 se repiten usando d_t^* en el 2° paso (y el valor de F_y^* correspondiente), en lugar de d_m^* .



a) Rango de periodo corto



b) Rango de periodos medio y largo

Figura B.2 – Determinación del desplazamiento objetivo para el sistema equivalente a un solo grado de libertad

B.5 Determinación del desplazamiento objetivo para un sistema con varios grados de libertad

El desplazamiento objetivo del sistema con varios grados de libertad viene dado por:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (\text{B.13})$$

El desplazamiento objetivo corresponde al nudo de control.

Apéndice C

Dimensionamiento de la losa de hormigón de las vigas mixtas de acero y hormigón en las uniones viga-pilar de pórticos resistentes a flexión

C.1 Generalidades

(1) Este Apéndice trata del dimensionamiento de la losa y su conexión a la estructura de acero, en pórticos resistentes a flexión en los que las vigas son vigas mixtas con sección en T consistente en un perfil de acero con cabeza de compresión de hormigón.

(2) El Apéndice se ha desarrollado y validado experimentalmente para pórticos mixtos resistentes a flexión con conexiones rígidas y formación de rótulas plásticas en las vigas. Las ecuaciones indicadas en este Apéndice no se han validado para las conexiones con resistencia parcial en las que las deformaciones están más localizadas en las uniones.

(3) Las rótulas plásticas en los extremos de una viga en un pórtico mixto resistente a flexión deben ser dúctiles. De acuerdo con este Apéndice, deben cumplirse dos requisitos para asegurar que se obtiene una alta ductilidad a flexión:

- debe evitarse el pandeo prematuro de la parte de acero;
- debe evitarse el aplastamiento prematuro del hormigón de la losa.

(4) La primera condición impone un límite superior al área de la sección transversal A_s de las armaduras longitudinales en la anchura eficaz de la losa. La segunda condición impone un límite inferior al área de la sección transversal A_T de la armadura transversal en la parte delantera del pilar.

C.2 Reglas para la prevención del pandeo prematuro del perfil de acero

(1) Se aplica el punto (4) del apartado 7.6.1.

C.3 Reglas para la prevención del aplastamiento prematuro del hormigón

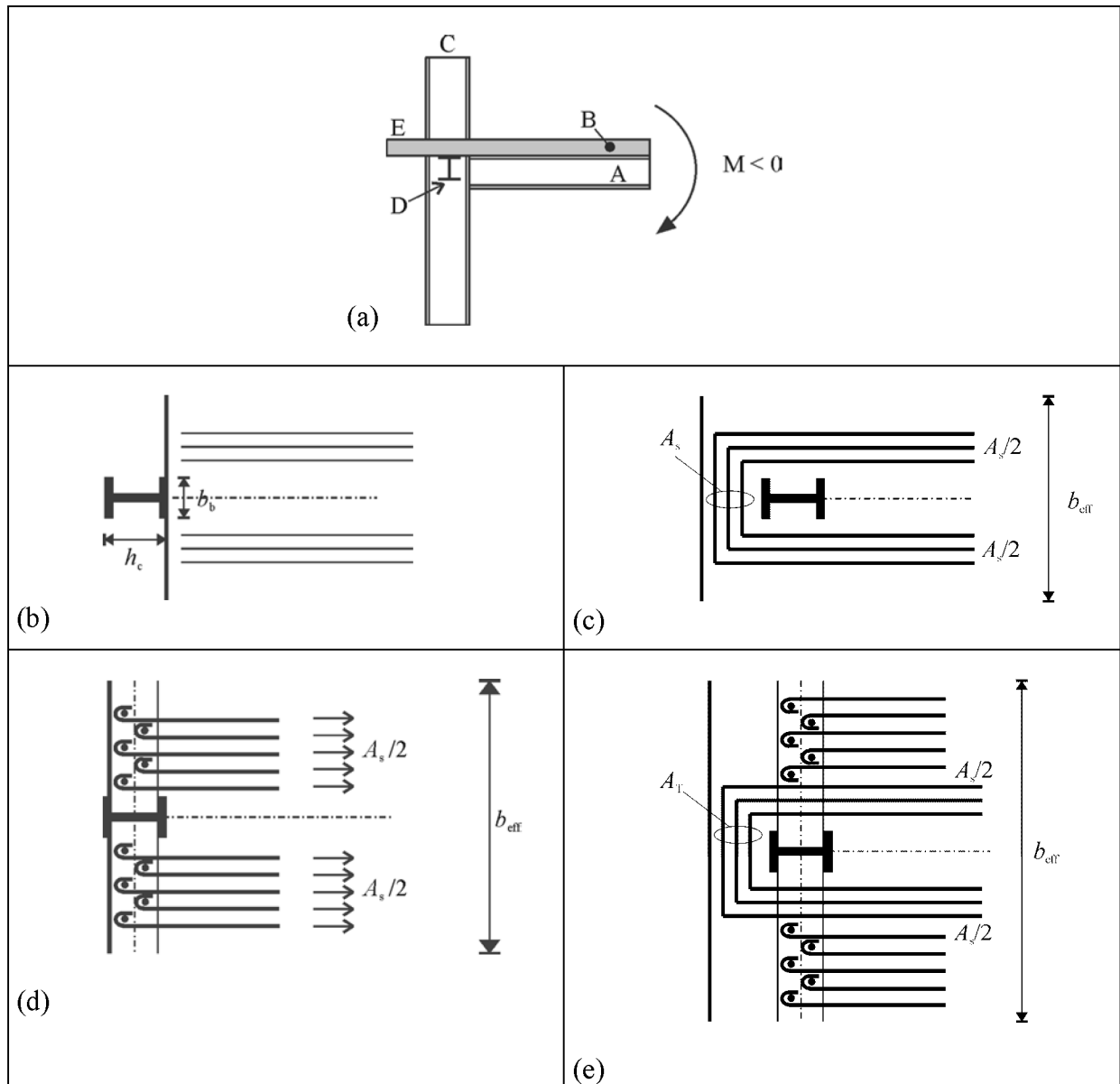
C.3.1 Pilar exterior. Flexión del pilar en la dirección perpendicular a la fachada; momento flector aplicado a la viga negativo: $M < 0$

C.3.1.1 No existe viga de fachada de acero; no existe banda de hormigón en voladizo [figura C.1(b)]

(1) Cuando no existe viga de fachada de acero ni banda de hormigón en voladizo, el momento resistente (capacidad) de la unión deberá tomarse como el momento plástico de la viga de acero exclusivamente.

C.3.1.2 No existe viga de fachada de acero; existe banda de hormigón en voladizo [figura C.1(c)]

(1) Cuando existe una banda de hormigón en voladizo, pero no viga de fachada de acero, se aplica el Anejo 30 del Código Estructural para el cálculo del momento resistente de la unión.



Leyenda

- (a) Alzado
- (b) No existe banda de hormigón en voladizo; no existe viga de fachada de acero (véase **C.3.1.1**)
- (c) Existe banda de hormigón en voladizo; no existe viga de fachada de acero – (véase **C.3.1.2**)
- (d) No existe banda de hormigón en voladizo; existe viga de fachada de acero – (véase **C.3.1.3**)
- (e) Existe banda de hormigón en voladizo; existe viga de fachada de acero – (véase **C.3.1.4**)
- A Viga principal
- B Losa
- C Pilar exterior
- D Viga de fachada de acero
- E Banda de hormigón en voladizo

Figura C.1 – Configuraciones de uniones viga-pilar mixtas exteriores sometidas a un momento flector negativo según una dirección perpendicular a la fachada

C.3.1.3 Existe viga de fachada de acero; losa extendiéndose hasta la cara exterior del pilar; no existe banda de hormigón en voladizo [figura C.1(d)]

- (1) Cuando existe una viga de fachada de acero, pero no una banda de hormigón en voladizo, el momento resistente de la unión puede incluir la contribución de las armaduras de la losa, supuesto que se cumplen los requisitos indicados en los puntos (2) a (7) de este apartado.
- (2) Las armaduras de la losa deberán anclarse de modo eficaz a los conectores a cortante de la viga de fachada de acero.
- (3) La viga de fachada de acero deberá fijarse al pilar.
- (4) El área de la sección transversal de las armaduras de acero, A_s , debe ser tal que la plastificación de las armaduras de acero se produzca antes de la rotura de los conectores y de las vigas de fachada.
- (5) El área de la sección transversal de las armaduras de acero, A_s , y los conectores deben disponerse en una longitud igual a la anchura eficaz definida en el apartado 7.6.3 y en la tabla 7.5 II.
- (6) Los conectores deberán ser tales que:

$$n \cdot P_{Rd} \geq 1,1 F_{Rds} \quad (C.1)$$

Donde

- n es el número de conectores dentro de la anchura eficaz;
- P_{Rd} es el valor de cálculo de la resistencia de un conector;
- F_{Rds} es el valor de cálculo de la resistencia de las armaduras dentro de la anchura eficaz:
 $F_{Rds} = A_s \cdot f_{yd}$;
- f_{yd} es el valor de cálculo del límite elástico del acero de la armadura de la losa.

- (7) La viga de fachada deberá comprobarse a flexión, cortante y torsión bajo el esfuerzo horizontal F_{Rds} aplicado a los conectores.

C.3.1.4 Existe viga de fachada de acero y banda de hormigón en voladizo [figura C.1(e)]

- (1) Cuando existe una viga de fachada de acero y una banda de hormigón en voladizo, el momento resistente (capacidad) de la unión puede incluir la contribución de: (a) la fuerza transmitida a través de la viga de fachada de acero, como se describe en el apartado C.3.1.3 (véase el punto (2) de este apartado); y (b) la fuerza transmitida a través del mecanismo descrito en el Anejo 30 del Código Estructural (véase el punto (3) de este apartado).
- (2) La parte de la capacidad debida al área de la sección transversal de las armaduras ancladas a la viga de fachada transversal puede calcularse de acuerdo con el apartado C.3.1.3, supuesto que se satisfacen los requisitos indicados en los puntos (2) a (7) del apartado C.3.1.3.
- (3) La parte de la capacidad debida al área de la sección transversal de las armaduras ancladas dentro de la banda de hormigón en voladizo puede calcularse de acuerdo con el apartado C.3.1.2.

C.3.2 Pilar exterior. Flexión del pilar en la dirección perpendicular a la fachada; momento flector aplicado a la viga positivo: $M > 0$

C.3.2.1 No existe viga de fachada de acero; losa extendiéndose hasta la cara interior del pilar [figura C.2(b-c)]

(1) Cuando la losa de hormigón se limita a la cara interior del pilar, el momento resistente de la unión puede calcularse en función de la transferencia de esfuerzos por compresión directa (apoyo) del hormigón sobre la cara del pilar. Esta capacidad puede calcularse a partir del esfuerzo de compresión calculado conforme al punto (2) de este apartado, supuesto que la armadura de confinamiento en la losa satisface el punto (4) de este apartado.

(2) El valor máximo de la fuerza transmitida a la losa puede tomarse como:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (C.2)$$

Donde

d_{eff} es el canto global de la losa en el caso de losas sólidas o el espesor de la losa por encima de los nervios de la chapa nervada para losas mixtas;

b_b es la anchura de apoyo del hormigón de la losa sobre el pilar (véase la figura 7.7).

(3) Es necesario el confinamiento del hormigón junto al ala del pilar. El área de la sección transversal de la armadura de confinamiento deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$A_T \geq 0,25 d_{eff} b_b \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}} \quad (C.3)$$

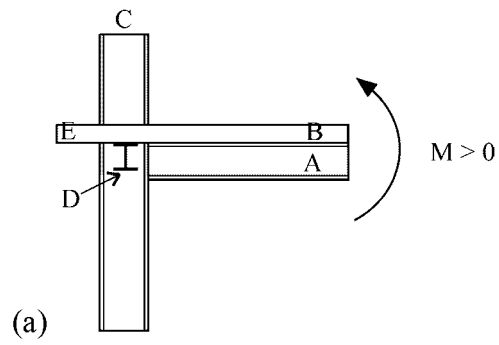
Donde

l es la luz de la viga, como se define en el punto (3) del apartado 7.6.3 y en la figura 7.7;

$f_{yd,T}$ es el valor de cálculo del límite elástico de la armadura transversal en la losa.

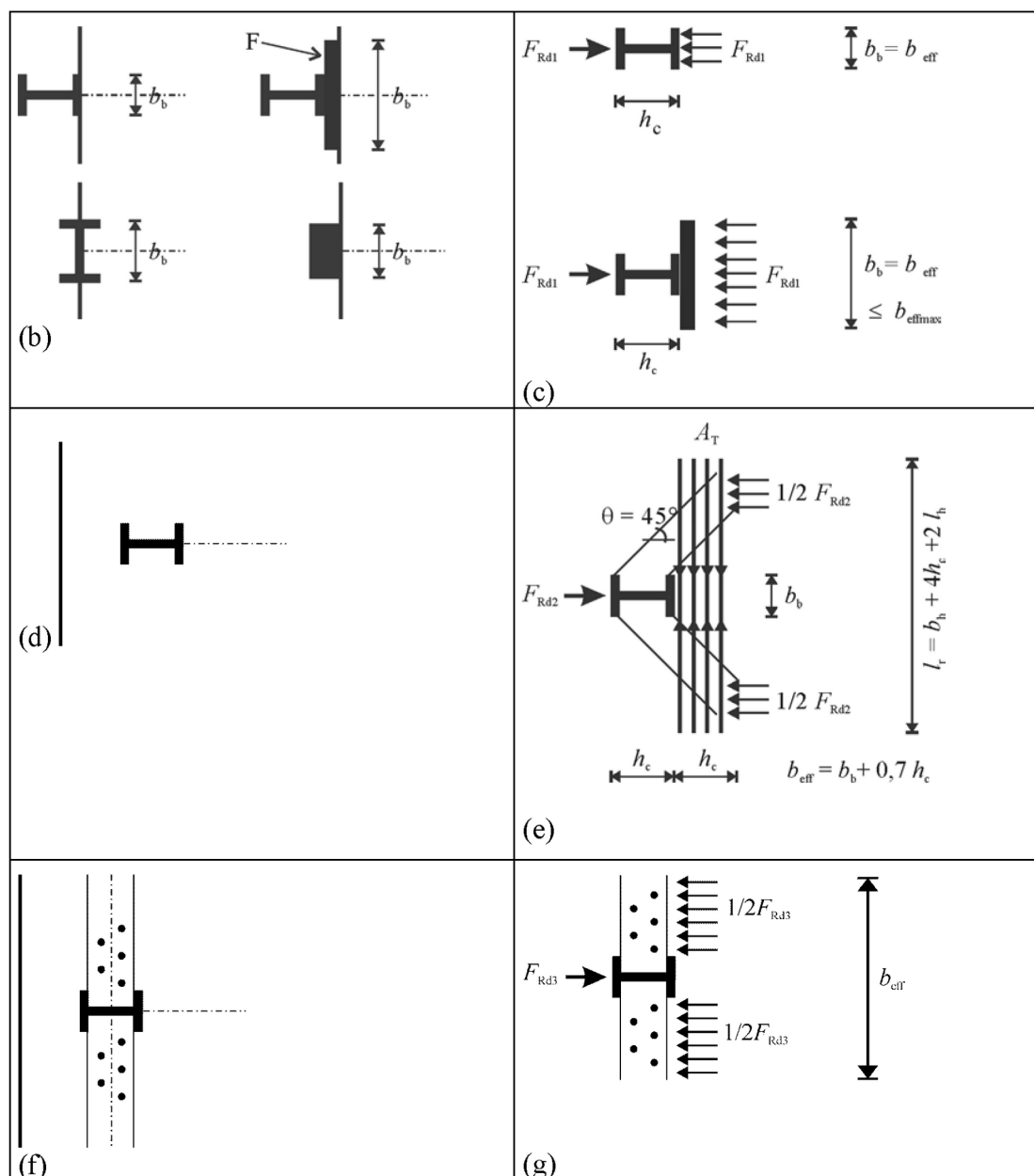
El área de la sección transversal, A_T , de esta armadura deberá distribuirse uniformemente sobre una longitud de la viga igual a b_b . La distancia del primer redondo de armadura a la cara del pilar no deberá superar 30 mm.

(4) El área de la sección transversal, A_T , de acero definida en el punto (3) puede disponerse parcial o totalmente mediante armaduras dispuestas para otros fines, por ejemplo, para la resistencia a flexión de la losa.



Leyenda

- (a) Alzado
- A Viga principal
- B Losa
- C Pilar exterior
- D Viga de fachada de acero
- E Banda de hormigón en voladizo



Leyenda

- (b) No existe banda de hormigón en voladizo – no existe viga de fachada de acero – véase el apartado **C.3.2.1**
- (c) Mecanismo 1
- (d) Losa extendiéndose hasta la cara exterior del pilar o más allá como banda de hormigón en voladizo; no existe viga de fachada de acero (véase **C.3.2.2**)
- (e) Mecanismo 2
- (f) Losa extendiéndose hasta la cara exterior del pilar o más allá como banda de hormigón en voladizo; existe viga de fachada de acero (véase **C.3.2.3**)
- (g) Mecanismo 3
- F Dispositivo adicional fijado al pilar para asegurar el apoyo

Figura C.2 - Configuraciones de uniones viga-pilar mixtas exteriores sometidas a momentos flectores positivos según una dirección perpendicular a la fachada y posible transferencia de esfuerzos de la losa

C.3.2.2 No existe viga de fachada de acero; losa extendiéndose hasta la cara exterior del pilar o más allá como banda de hormigón en voladizo [figura C.2 (c-d-e)]

(1) Cuando no existe viga de fachada de acero, el momento resistente de la unión puede calcularse a partir del esfuerzo de compresión desarrollado mediante la combinación de los dos mecanismos siguientes:

mecanismo 1: compresión directa sobre el pilar. El valor de cálculo del esfuerzo que se transfiere mediante este mecanismo no deberá superar el valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (C.4)$$

mecanismo 2: bielas de hormigón comprimido inclinadas hacia las caras del pilar. Si el ángulo de inclinación es igual a 45°, el valor de cálculo del esfuerzo que se transfiere mediante este mecanismo no deberá superar el valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} \quad (C.5)$$

Donde

h_c es el canto del perfil de acero del pilar.

(2) El área total de la sección transversal de los tirantes de anclaje de acero, A_T , deberá satisfacer la siguiente ecuación [véase la figura C.2(e)]:

$$A_T \geq 0,5 \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \quad (C.6)$$

(3) El área de acero A_T deberá distribuirse a lo largo de una longitud de la viga igual a h_c y estar completamente anclada. La longitud requerida de las armaduras es $L = b_b + 4 h_c + 2 l_b$, donde l_b es la longitud de anclaje de dichas armaduras conforme al Anejo 19 del Código Estructural.

(4) El momento resistente de la unión puede calcularse a partir del valor de cálculo del esfuerzo máximo de compresión que puede transmitirse:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.7)$$

Donde

b_{eff} es la anchura eficaz de la losa en la unión, como se deduce del apartado **7.6.3** y de la tabla 7.5 II. En este caso $b_{eff} = 0,7 h_c + b_b$.

C.3.2.3 Existe viga de fachada de acero; losa extendiéndose hasta la cara exterior del pilar o más allá como banda de hormigón en voladizo [figura C.2 (c-e-f-g)]

(1) Cuando existe viga de fachada de acero, se activa a compresión un tercer mecanismo de transferencia de esfuerzos F_{Rd3} , implicando a la viga de fachada de acero:

$$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd} \quad (C.8)$$

Donde

n es el número de conectores dentro de la anchura eficaz, obtenido a partir del apartado 7.6.3 y la tabla 7.5 II;

P_{Rd} es el valor de cálculo de la resistencia de un conector.

(2) Se aplica el apartado C.3.2.2.

(3) El valor de cálculo de la fuerza de compresión máxima que se puede transmitir es $b_{eff} d_{eff} f_{cd}$. Se transmite si se satisface la siguiente ecuación:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} > b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.9)$$

El momento resistente plástico mixto "completo" se obtiene eligiendo el número n de conectores de manera que se alcance un esfuerzo F_{Rd3} adecuada. La anchura eficaz máxima corresponde a la anchura b_{eff} definida en el apartado 7.6.3 y en la tabla 7.5 II. En este caso, $b_{eff} = 0,15 l$.

C.3.3 Pilar interior

C.3.3.1 No existe viga transversal [véase la figura C.3(b-c)]

(1) Cuando no existe viga transversal, el momento resistente de la unión puede calcularse a partir del esfuerzo de compresión desarrollado mediante la combinación de los dos mecanismos siguientes:

mecanismo 1: compresión directa sobre el pilar. El valor de cálculo del esfuerzo que se transfiere mediante este mecanismo no deberá superar el valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (C.10)$$

mecanismo 2: bielas de hormigón comprimido inclinadas 45° hacia las caras del pilar. El valor de cálculo del esfuerzo que se transfiere mediante este mecanismo no deberá superar el valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} \quad (C.11)$$

(2) El área total de la sección transversal de los tirantes de acero, A_T , requerida para el desarrollo del mecanismo 2, deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$A_T \geq 0,5 \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \quad (C.12)$$

(3) Dicha área de la sección transversal, A_T , deberá colocarse a cada lado del pilar para considerar el cambio en el signo de los momentos flectores.

(4) El valor de cálculo del esfuerzo de compresión desarrollado por la combinación de los dos mecanismos es:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = (0,7 h_c + b_b) d_{eff} f_{cd} \quad (C.13)$$

(5) El efecto total de la acción que se desarrolla en la losa debido a los momentos flectores sobre las caras opuestas del pilar, y que se necesita transmitir al pilar a través de la combinación de los mecanismos 1 y 2, es la suma de la fuerza de tracción F_{st} en las armaduras paralelas a la viga en la cara del pilar donde el momento es negativo y de la fuerza de compresión F_{sc} en el hormigón en la cara del pilar donde el momento es positivo:

$$F_{st} + F_{sc} = A_s f_{yd} + b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.14)$$

Donde

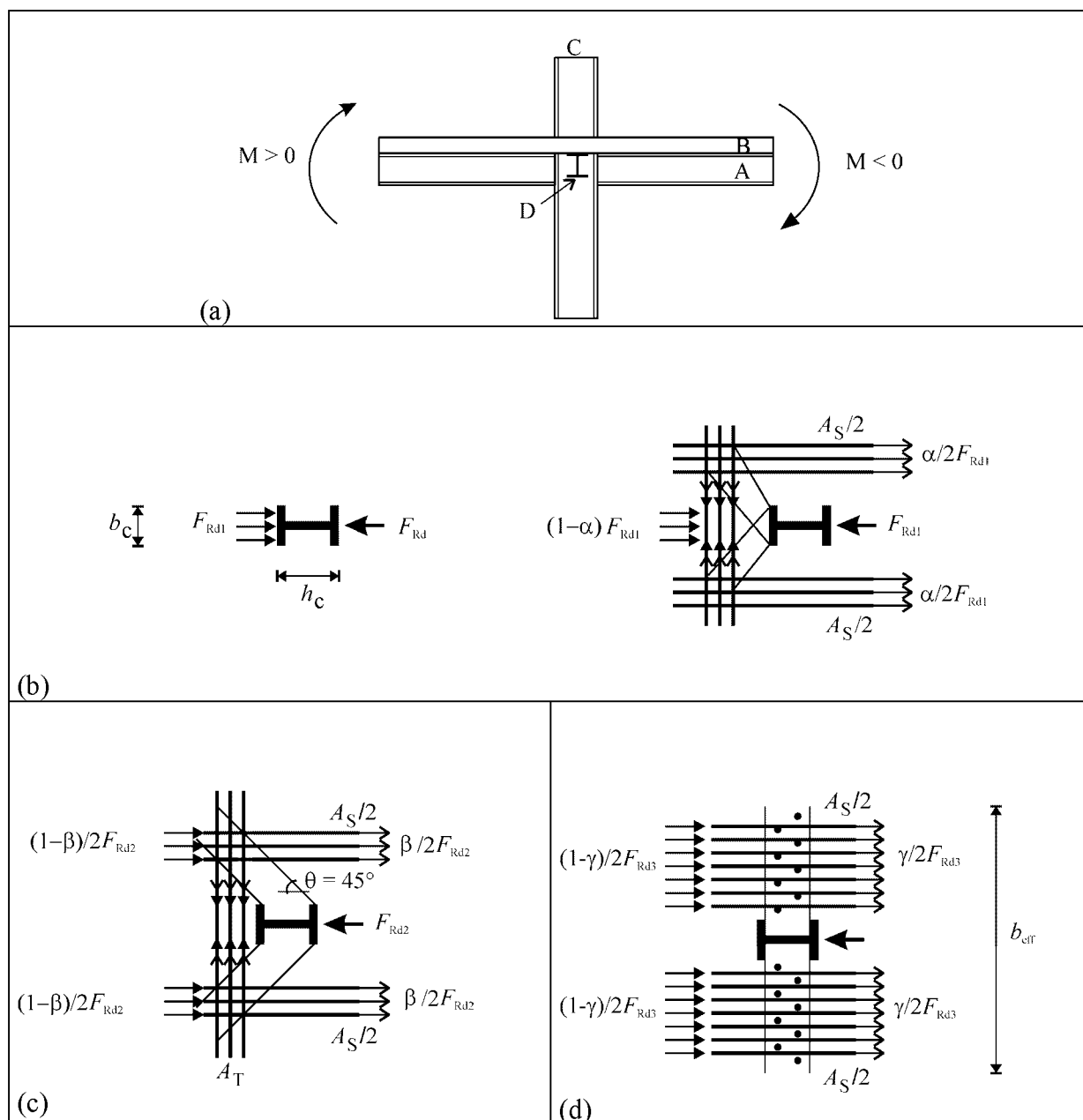
A_s es el área de la sección transversal de las armaduras dentro de la anchura eficaz sometida a momento negativo, b_{eff} , especificado en el apartado **7.6.3** y en la tabla 7.5 II; y

b_{eff} es la anchura eficaz sometida a momento positivo, como se especifica en el apartado **7.6.3** y en la tabla 7.5 II. En este caso, $b_{eff} = 0,15 l$.

(6) En el dimensionamiento que busca que se alcance plastificación en el ala del pilar del perfil de acero sin aplastamiento del hormigón de la losa, deberá respetarse la condición siguiente:

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} \quad (C.15)$$

Si la anterior condición no se cumple, deberá aumentarse la capacidad de la unión para transmitir las fuerzas desde la losa al pilar, bien mediante la presencia de una viga transversal (véase **C.3.3.2**), o aumentando la compresión directa del hormigón sobre el pilar mediante dispositivos adicionales (véase **C.3.2.1**).



Leyenda

- (a) Alzado
- (b) Mecanismo 1
- (c) Mecanismo 2
- (d) Mecanismo 3
- A Viga principal
- B Losa
- C Pilar interior
- D Viga transversal

Figura C.3 – Posible transferencia de fuerzas de la losa en una unión viga-pilar mixta interior con y sin viga transversal, sometida a un momento flector positivo en una cara y negativo en la otra

C.3.3.2 Existe viga transversal [figura C.3(d)]

(1) Cuando existe viga transversal, se activa a compresión un tercer mecanismo de transferencia de esfuerzo F_{Rd3} , implicando a la viga transversal de acero.

$$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd} \quad (C.16)$$

Donde

n es el número de conectores en la anchura eficaz obtenida usando el apartado **7.6.3** y la tabla 7.5 II;

P_{Rd} es el valor de cálculo de la resistencia de un conector.

(2) Se aplica el punto (2) del apartado **C.3.3.1** para los tirantes de anclaje.

(3) El valor de cálculo de la fuerza de compresión, obtenido por combinación de los tres mecanismos, es:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7 h_c + b_b) d_{eff} f_{cd} + n \cdot P_{Rd} \quad (C.17)$$

donde n es el número de conectores en b_{eff} para momento negativo o momento positivo, como se define en el apartado **7.6.3** y en la tabla 7.5 II, tomando el mayor de los valores obtenidos para las dos vigas que confluyen en el pilar.

(4) El punto (5) del apartado **C.3.3.1** se aplica para el cálculo del efecto total de la acción, $F_{st} + F_{sc}$, desarrollado en la losa debido a los momentos flectores en las caras opuestas del pilar.

(5) En el dimensionamiento que busca que se alcance plastificación en la cara inferior del perfil de acero sin aplastamiento del hormigón de la losa, deberá respetarse la condición siguiente:

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \quad (C.18)$$

Apéndice D

Especificaciones relativas a los documentos de proyecto en el caso de edificios

D.1 Documentación de proyecto

Salvo en el caso de construcciones situadas en regiones de muy baja sismicidad, la documentación de proyecto incluirá, dentro de la memoria estructural, adicionalmente, un capítulo específico dedicado a la comprobación de la respuesta de la construcción al sismo, conteniendo al menos los siguientes apartados:

a) Memoria justificativa

Contendrá una relación de los criterios de proyecto (basados en los apartados del Anejo 1 referenciados a continuación). En concreto:

- **Parámetros básicos**
Se especificará la clasificación adoptada para el terreno (apartado 3.1.2) y se relacionará la documentación en la que se basa. También se definirá la clase de importancia de la construcción (apartado 4.2.5, en el caso de los edificios) y el método de análisis (apartado 4.3.3).
- **Definición del sistema resistente**
Se indicarán las medidas adoptadas para el cumplimiento de los principios básicos de proyecto (apartado 4.2.1).
Se relacionarán los elementos de la construcción designados como elementos sísmicos primarios y secundarios (apartado 4.2.2), así como los elementos no estructurales. La clasificación se justificará explícitamente con base en la aportación de cada sistema a la rigidez frente a acciones horizontales en cada dirección considerada, indicándose de forma explícita las medidas adoptadas para evitar la interacción entre los elementos estructurales y no estructurales.
- **Clasificación del sistema resistente**
Se especificará cómo se ha clasificado el sistema resistente conforme a los tipos descritos en los apartados 5.2.2 (para estructuras de hormigón armado), 6.3.1 (estructuras metálicas), 7.3.1 (estructuras mixtas), 8.3 (estructuras de madera) y 9.3 (estructuras de fábrica).
- **Coefficientes de comportamiento q_0 y q**
Se indicará el valor básico del coeficiente de comportamiento q_0 y el valor del coeficiente de comportamiento q que se introduce en el apartado 3.2.2.5, adoptados como función del sistema resistente y la clase de ductilidad seleccionada en los apartados 5.2.2 (para estructuras de hormigón armado), 6.3 (estructuras metálicas), 7.3 (estructuras mixtas), 8.3 (estructuras de madera) y 9.3 (estructuras de fábrica).
- **Modelo de cálculo**

En las estructuras de hormigón armado, en las mixtas y en las de fábrica se indicará explícitamente y se justificará el grado de reducción de la rigidez ante acciones horizontales debida a la fisuración de los elementos.

- **Comprobaciones**

Se relacionarán las relativas al tamaño de la junta entre bloques estructurales independientes o parcelas colindantes.

También se relacionarán las referidas a la estabilidad de los cerramientos y particiones frente a las acciones normales a su plano.

b) Memoria de cálculo

Además de las comprobaciones en estado límite último ELU y estado límite de servicio ELS, se establecerá una jerarquía de comprobaciones mediante criterios de capacidad (frente a los esfuerzos máximos que los elementos unidos puedan transmitir, salvo que estos superen los obtenidos en un análisis global sin reducción de fuerzas por ductilidad). Ello se aplicará a:

- Las cimentaciones
- Las uniones entre elementos prefabricados
- Los pilares, frente a las solicitaciones inducidas por los paños de fábrica con los que estén en contacto (considerando el efecto local de los paños que no ocupen toda la altura del pilar o el que pueda derivarse de su rotura). La comprobación incluirá la posibilidad de deslizamiento de las juntas constructivas entre pilares y vigas
- En el mismo sentido, todos los nudos se comprobarán conforme a la condición de la ecuación (4.29) y similares

c) Memoria final de obra

Se justificará mediante un proyecto realizado por Técnico competente cualquier cambio que se realice respecto al proyecto inicial, incluso aquellos que supongan un incremento de la resistencia o rigidez de los elementos modificados.

Apéndice E

**Valores de aceleración horizontal pico de referencia en suelo tipo A, agR y parámetro K
(coeficiente de contribución)**

Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}
-3,0	35,2	1,0	0,155	-5,4	36,2	1,1	0,093	-4,9	36,4	1,0	0,135	-3,5	36,5	1,0	0,171
-2,9	35,2	1,0	0,150	-5,3	36,2	1,1	0,097	-4,8	36,4	1,0	0,142	-3,4	36,5	1,0	0,178
-2,8	35,2	1,2	0,143	-5,2	36,2	1,1	0,103	-4,7	36,4	1,0	0,147	-3,3	36,5	1,0	0,185
-3,0	35,3	1,0	0,160	-5,1	36,2	1,1	0,107	-4,6	36,4	1,0	0,148	-3,2	36,5	1,0	0,191
-2,9	35,3	1,0	0,156	-5,0	36,2	1,1	0,119	-4,5	36,4	1,0	0,147	-3,1	36,5	1,0	0,192
-2,8	35,3	1,0	0,149	-4,9	36,2	1,1	0,128	-4,4	36,4	1,0	0,144	-3,0	36,5	1,0	0,193
-3,0	35,4	1,0	0,165	-4,8	36,2	1,0	0,133	-4,3	36,4	1,0	0,141	-2,9	36,5	1,0	0,193
-2,9	35,4	1,0	0,160	-4,7	36,2	1,0	0,135	-4,2	36,4	1,0	0,138	-2,8	36,5	1,0	0,193
-2,8	35,4	1,0	0,155	-4,6	36,2	1,0	0,134	-4,1	36,4	1,0	0,134	-2,7	36,5	1,0	0,193
-5,4	35,8	1,1	0,093	-6,8	36,3	1,3	0,160	-4,0	36,4	1,0	0,133	-2,6	36,5	1,0	0,190
-5,3	35,8	1,1	0,095	-6,7	36,3	1,3	0,159	-3,9	36,4	1,0	0,134	-2,5	36,5	1,0	0,185
-5,2	35,8	1,1	0,099	-6,6	36,3	1,3	0,149	-3,8	36,4	1,0	0,134	-2,4	36,5	1,0	0,174
-6,2	35,9	1,3	0,111	-6,5	36,3	1,3	0,138	-3,7	36,4	1,0	0,137	-2,3	36,5	1,0	0,151
-5,9	35,9	1,2	0,090	-6,4	36,3	1,3	0,129	-3,6	36,4	1,0	0,142	-2,2	36,5	1,0	0,134
-5,6	35,9	1,1	0,088	-6,3	36,3	1,3	0,120	-3,5	36,4	1,0	0,154	-2,1	36,5	1,0	0,122
-5,4	35,9	1,1	0,091	-6,2	36,3	1,3	0,116	-3,4	36,4	1,0	0,171	-2,0	36,5	1,0	0,107
-5,3	35,9	1,1	0,095	-6,1	36,3	1,2	0,099	-3,3	36,4	1,0	0,184	-1,9	36,5	1,0	0,094
-5,2	35,9	1,1	0,099	-6,0	36,3	1,2	0,097	-3,2	36,4	1,0	0,189	-1,8	36,5	1,0	0,086
-6,4	36,0	1,3	0,136	-5,9	36,3	1,2	0,097	-3,1	36,4	1,0	0,191	-1,7	36,5	1,0	0,081
-6,2	36,0	1,3	0,118	-5,8	36,3	1,2	0,088	-3,0	36,4	1,0	0,193	-1,6	36,5	1,0	0,077
-6,1	36,0	1,2	0,099	-5,7	36,3	1,1	0,086	-2,9	36,4	1,0	0,193	-6,9	36,6	1,3	0,165
-6,0	36,0	1,2	0,095	-5,6	36,3	1,1	0,087	-2,8	36,4	1,0	0,192	-6,8	36,6	1,3	0,159
-5,9	36,0	1,2	0,094	-5,5	36,3	1,1	0,091	-2,7	36,4	1,0	0,189	-6,7	36,6	1,3	0,156
-5,8	36,0	1,2	0,090	-5,4	36,3	1,1	0,095	-2,6	36,4	1,0	0,183	-6,6	36,6	1,3	0,146
-5,7	36,0	1,2	0,086	-5,3	36,3	1,1	0,099	-2,5	36,4	1,0	0,172	-6,5	36,6	1,3	0,136
-5,6	36,0	1,1	0,086	-5,2	36,3	1,1	0,104	-2,4	36,4	1,0	0,149	-6,4	36,6	1,3	0,127
-5,5	36,0	1,1	0,087	-5,1	36,3	1,1	0,113	-2,0	36,4	1,0	0,096	-6,3	36,6	1,3	0,119
-5,4	36,0	1,1	0,090	-5,0	36,3	1,1	0,124	-1,6	36,4	1,0	0,078	-6,2	36,6	1,3	0,114
-5,3	36,0	1,1	0,094	-4,9	36,3	1,0	0,133	-6,9	36,5	1,3	0,166	-6,1	36,6	1,2	0,099
-5,2	36,0	1,1	0,100	-4,8	36,3	1,0	0,140	-6,8	36,5	1,3	0,160	-6,0	36,6	1,2	0,095
-4,9	36,0	1,1	0,121	-4,7	36,3	1,0	0,139	-6,7	36,5	1,3	0,158	-5,9	36,6	1,1	0,092
-6,5	36,1	1,3	0,139	-4,6	36,3	1,0	0,139	-6,6	36,5	1,3	0,147	-5,8	36,6	1,1	0,090
-6,4	36,1	1,3	0,133	-4,5	36,3	1,0	0,140	-6,5	36,5	1,3	0,136	-5,7	36,6	1,1	0,093
-6,3	36,1	1,3	0,120	-4,4	36,3	1,0	0,138	-6,4	36,5	1,3	0,128	-5,6	36,6	1,1	0,103
-6,2	36,1	1,3	0,117	-4,3	36,3	1,0	0,136	-6,3	36,5	1,3	0,120	-5,5	36,6	1,1	0,115
-6,1	36,1	1,2	0,099	-4,1	36,3	1,0	0,130	-6,2	36,5	1,3	0,114	-5,4	36,6	1,1	0,129
-6,0	36,1	1,2	0,096	-3,9	36,3	1,0	0,129	-6,1	36,5	1,2	0,099	-5,3	36,6	1,0	0,134
-5,9	36,1	1,2	0,092	-3,7	36,3	1,0	0,132	-6,0	36,5	1,2	0,096	-5,2	36,6	1,0	0,133
-5,8	36,1	1,2	0,089	-3,4	36,3	1,0	0,158	-5,9	36,5	1,2	0,090	-5,1	36,6	1,0	0,130
-5,7	36,1	1,1	0,085	-2,9	36,3	1,0	0,187	-5,8	36,5	1,1	0,090	-5,0	36,6	1,0	0,134
-5,6	36,1	1,1	0,085	-2,6	36,3	1,0	0,161	-5,7	36,5	1,1	0,089	-4,9	36,6	1,0	0,137
-5,5	36,1	1,1	0,086	-2,4	36,3	1,0	0,131	-5,6	36,5	1,1	0,097	-4,8	36,6	1,0	0,144
-5,4	36,1	1,1	0,092	-6,9	36,4	1,3	0,165	-5,5	36,5	1,1	0,103	-4,7	36,6	1,0	0,150
-5,3	36,1	1,1	0,094	-6,8	36,4	1,3	0,160	-5,4	36,5	1,1	0,112	-4,6	36,6	1,0	0,153
-5,2	36,1	1,1	0,101	-6,7	36,4	1,3	0,159	-5,3	36,5	1,1	0,118	-4,5	36,6	1,0	0,155
-5,1	36,1	1,1	0,107	-6,6	36,4	1,3	0,150	-5,2	36,5	1,1	0,124	-4,4	36,6	1,0	0,156
-5,0	36,1	1,1	0,116	-6,5	36,4	1,3	0,137	-5,1	36,5	1,0	0,125	-4,3	36,6	1,0	0,157
-4,9	36,1	1,1	0,123	-6,4	36,4	1,3	0,128	-5,0	36,5	1,0	0,131	-4,2	36,6	1,0	0,158
-4,8	36,1	1,1	0,129	-6,3	36,4	1,3	0,120	-4,9	36,5	1,0	0,136	-4,1	36,6	1,0	0,155
-6,7	36,2	1,3	0,158	-6,2	36,4	1,3	0,114	-4,8	36,5	1,0	0,143	-4,0	36,6	1,0	0,154
-6,6	36,2	1,3	0,148	-6,1	36,4	1,2	0,099	-4,7	36,5	1,0	0,148	-3,9	36,6	1,0	0,154
-6,5	36,2	1,3	0,138	-6,0	36,4	1,2	0,095	-4,6	36,5	1,0	0,151	-3,8	36,6	1,0	0,157
-6,4	36,2	1,3	0,130	-5,9	36,4	1,2	0,097	-4,5	36,5	1,0	0,152	-3,7	36,6	1,0	0,165
-6,3	36,2	1,3	0,120	-5,8	36,4	1,1	0,089	-4,4	36,5	1,0	0,152	-3,6	36,6	1,0	0,178
-6,2	36,2	1,3	0,116	-5,7	36,4	1,1	0,087	-4,3	36,5	1,0	0,151	-3,5	36,6	1,0	0,181
-6,1	36,2	1,2	0,099	-5,6	36,4	1,1	0,092	-4,2	36,5	1,0	0,148	-3,4	36,6	1,0	0,183
-6,0	36,2	1,2	0,098	-5,5	36,4	1,1	0,095	-4,1	36,5	1,0	0,142	-3,3	36,6	1,0	0,188
-5,9	36,2	1,2	0,097	-5,4	36,4	1,1	0,100	-4,0	36,5	1,0	0,141	-3,2	36,6	1,0	0,191
-5,8	36,2	1,2	0,089	-5,3	36,4	1,1	0,105	-3,9	36,5	1,0	0,143	-3,1	36,6	1,0	0,193
-5,7	36,2	1,1	0,084	-5,2	36,4	1,1	0,112	-3,8	36,5	1,0	0,143	-3,0	36,6	1,0	0,194
-5,6	36,2	1,1	0,088	-5,1	36,4	1,1	0,122	-3,7	36,5	1,0	0,147	-2,9	36,6	1,0	0,194
-5,5	36,2	1,1	0,087	-5,0	36,4	1,0	0,129	-3,6	36,5	1,0	0,157	-2,8	36,6	1,0	0,193

Lon g	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}
-2,7	36,6	1,0	0,192	-2,1	36,7	1,0	0,151	-1,7	36,8	1,0	0,095	-1,5	36,9	1,0	0,085
-2,6	36,6	1,0	0,191	-2,0	36,7	1,0	0,131	-1,6	36,8	1,0	0,086	-1,4	36,9	1,0	0,079
-2,5	36,6	1,0	0,189	-1,9	36,7	1,0	0,112	-1,5	36,8	1,0	0,080	-1,3	36,9	1,0	0,074
-2,4	36,6	1,0	0,184	-1,8	36,7	1,0	0,098	-1,4	36,8	1,0	0,075	-7,4	37,0	1,3	0,167
-2,3	36,6	1,0	0,174	-1,7	36,7	1,0	0,088	-7,3	36,9	1,3	0,164	-7,3	37,0	1,3	0,165
-2,2	36,6	1,0	0,152	-1,6	36,7	1,0	0,081	-7,2	36,9	1,3	0,164	-7,2	37,0	1,3	0,164
-2,1	36,6	1,0	0,134	-1,5	36,7	1,0	0,077	-7,1	36,9	1,3	0,162	-7,1	37,0	1,3	0,160
-2,0	36,6	1,0	0,118	-1,4	36,7	1,0	0,073	-7,0	36,9	1,3	0,161	-7,0	37,0	1,3	0,156
-1,9	36,6	1,0	0,102	-7,1	36,8	1,3	0,168	-6,9	36,9	1,3	0,157	-6,9	37,0	1,3	0,151
-1,8	36,6	1,0	0,091	-7,0	36,8	1,3	0,164	-6,8	36,9	1,3	0,155	-6,8	37,0	1,3	0,149
-1,7	36,6	1,0	0,083	-6,9	36,8	1,3	0,158	-6,7	36,9	1,3	0,149	-6,7	37,0	1,3	0,145
-1,6	36,6	1,0	0,078	-6,8	36,8	1,3	0,156	-6,6	36,9	1,3	0,140	-6,6	37,0	1,3	0,134
-1,5	36,6	1,0	0,074	-6,7	36,8	1,3	0,150	-6,5	36,9	1,2	0,138	-6,5	37,0	1,2	0,120
-7,0	36,7	1,3	0,168	-6,6	36,8	1,3	0,141	-6,4	36,9	1,2	0,120	-6,4	37,0	1,2	0,120
-6,9	36,7	1,3	0,162	-6,5	36,8	1,3	0,135	-6,3	36,9	1,2	0,120	-6,3	37,0	1,2	0,117
-6,8	36,7	1,3	0,158	-6,4	36,8	1,2	0,126	-6,2	36,9	1,2	0,105	-6,2	37,0	1,2	0,102
-6,7	36,7	1,3	0,155	-6,3	36,8	1,2	0,122	-6,1	36,9	1,2	0,095	-6,1	37,0	1,2	0,094
-6,6	36,7	1,3	0,145	-6,2	36,8	1,2	0,115	-6,0	36,9	1,1	0,093	-6,0	37,0	1,1	0,096
-6,5	36,7	1,3	0,136	-6,1	36,8	1,2	0,096	-5,9	36,9	1,1	0,099	-5,9	37,0	1,1	0,100
-6,4	36,7	1,3	0,127	-6,0	36,8	1,2	0,095	-5,8	36,9	1,1	0,104	-5,8	37,0	1,1	0,108
-6,3	36,7	1,2	0,119	-5,9	36,8	1,1	0,098	-5,7	36,9	1,1	0,114	-5,7	37,0	1,1	0,112
-6,2	36,7	1,2	0,113	-5,8	36,8	1,1	0,101	-5,6	36,9	1,0	0,120	-5,6	37,0	1,1	0,116
-6,1	36,7	1,2	0,097	-5,7	36,8	1,1	0,110	-5,5	36,9	1,0	0,126	-5,5	37,0	1,0	0,119
-6,0	36,7	1,2	0,095	-5,6	36,8	1,0	0,122	-5,4	36,9	1,0	0,132	-5,4	37,0	1,0	0,124
-5,9	36,7	1,1	0,095	-5,5	36,8	1,0	0,132	-5,3	36,9	1,0	0,139	-5,3	37,0	1,0	0,130
-5,8	36,7	1,1	0,094	-5,4	36,8	1,0	0,139	-5,2	36,9	1,0	0,143	-5,2	37,0	1,0	0,132
-5,7	36,7	1,1	0,102	-5,3	36,8	1,0	0,143	-5,1	36,9	1,0	0,144	-5,1	37,0	1,0	0,140
-5,6	36,7	1,1	0,114	-5,2	36,8	1,0	0,146	-5,0	36,9	1,0	0,146	-5,0	37,0	1,0	0,147
-5,5	36,7	1,0	0,129	-5,1	36,8	1,0	0,144	-4,9	36,9	1,0	0,151	-4,9	37,0	1,0	0,156
-5,4	36,7	1,0	0,138	-5,0	36,8	1,0	0,142	-4,8	36,9	1,0	0,154	-4,8	37,0	1,0	0,168
-5,3	36,7	1,0	0,139	-4,9	36,8	1,0	0,144	-4,7	36,9	1,0	0,161	-4,7	37,0	1,0	0,180
-5,2	36,7	1,0	0,142	-4,8	36,8	1,0	0,147	-4,6	36,9	1,0	0,171	-4,6	37,0	1,0	0,190
-5,1	36,7	1,0	0,140	-4,7	36,8	1,0	0,153	-4,5	36,9	1,0	0,183	-4,5	37,0	1,0	0,198

-5,0	36,7	1,0	0,138	-4,6	36,8	1,0	0,158	-4,4	36,9	1,0	0,195	-4,4	37,0	1,0	0,209
-4,9	36,7	1,0	0,140	-4,5	36,8	1,0	0,164	-4,3	36,9	1,0	0,209	-4,3	37,0	1,0	0,227
-4,8	36,7	1,0	0,145	-4,4	36,8	1,0	0,170	-4,2	36,9	1,0	0,230	-4,2	37,0	1,0	0,245
-4,7	36,7	1,0	0,151	-4,3	36,8	1,0	0,178	-4,1	36,9	1,0	0,232	-4,1	37,0	1,0	0,246
-4,6	36,7	1,0	0,154	-4,2	36,8	1,0	0,188	-4,0	36,9	1,0	0,238	-4,0	37,0	1,0	0,252
-4,5	36,7	1,0	0,158	-4,1	36,8	1,0	0,197	-3,9	36,9	1,0	0,236	-3,9	37,0	1,0	0,254
-4,4	36,7	1,0	0,161	-4,0	36,8	1,0	0,205	-3,8	36,9	1,0	0,236	-3,8	37,0	1,0	0,258
-4,3	36,7	1,0	0,163	-3,9	36,8	1,0	0,209	-3,7	36,9	1,0	0,236	-3,7	37,0	1,0	0,260
-4,2	36,7	1,0	0,167	-3,8	36,8	1,0	0,212	-3,6	36,9	1,0	0,233	-3,6	37,0	1,0	0,255
-4,1	36,7	1,0	0,170	-3,7	36,8	1,0	0,208	-3,5	36,9	1,0	0,213	-3,5	37,0	1,0	0,230
-4,0	36,7	1,0	0,175	-3,6	36,8	1,0	0,205	-3,4	36,9	1,0	0,188	-3,4	37,0	1,0	0,183
-3,9	36,7	1,0	0,181	-3,5	36,8	1,0	0,196	-3,3	36,9	1,0	0,183	-3,3	37,0	1,0	0,166
-3,8	36,7	1,0	0,186	-3,4	36,8	1,0	0,192	-3,2	36,9	1,0	0,182	-3,2	37,0	1,0	0,160
-3,7	36,7	1,0	0,188	-3,3	36,8	1,0	0,192	-3,1	36,9	1,0	0,185	-3,1	37,0	1,0	0,157
-3,6	36,7	1,0	0,188	-3,2	36,8	1,0	0,194	-3,0	36,9	1,0	0,186	-3,0	37,0	1,0	0,158
-3,5	36,7	1,0	0,187	-3,1	36,8	1,0	0,194	-2,9	36,9	1,0	0,185	-2,9	37,0	1,0	0,162
-3,4	36,7	1,0	0,189	-3,0	36,8	1,0	0,194	-2,8	36,9	1,0	0,186	-2,8	37,0	1,0	0,167
-3,3	36,7	1,0	0,190	-2,9	36,8	1,0	0,192	-2,7	36,9	1,0	0,186	-2,7	37,0	1,0	0,173
-3,2	36,7	1,0	0,194	-2,8	36,8	1,0	0,191	-2,6	36,9	1,0	0,187	-2,6	37,0	1,0	0,177
-3,1	36,7	1,0	0,195	-2,7	36,8	1,0	0,189	-2,5	36,9	1,0	0,187	-2,5	37,0	1,0	0,180
-3,0	36,7	1,0	0,194	-2,6	36,8	1,0	0,189	-2,4	36,9	1,0	0,187	-2,4	37,0	1,0	0,183
-2,9	36,7	1,0	0,193	-2,5	36,8	1,0	0,189	-2,3	36,9	1,0	0,188	-2,3	37,0	1,0	0,183
-2,8	36,7	1,0	0,192	-2,4	36,8	1,0	0,189	-2,2	36,9	1,0	0,186	-2,2	37,0	1,0	0,183
-2,7	36,7	1,0	0,191	-2,3	36,8	1,0	0,188	-2,1	36,9	1,0	0,183	-2,1	37,0	1,0	0,184
-2,6	36,7	1,0	0,190	-2,2	36,8	1,0	0,184	-2,0	36,9	1,0	0,173	-2,0	37,0	1,0	0,182
-2,5	36,7	1,0	0,190	-2,1	36,8	1,0	0,174	-1,9	36,9	1,0	0,148	-1,9	37,0	1,0	0,171
-2,4	36,7	1,0	0,188	-2,0	36,8	1,0	0,150	-1,8	36,9	1,0	0,120	-1,8	37,0	1,0	0,143
-2,3	36,7	1,0	0,184	-1,9	36,8	1,0	0,127	-1,7	36,9	1,0	0,103	-1,7	37,0	1,0	0,115
-2,2	36,7	1,0	0,174	-1,8	36,8	1,0	0,107	-1,6	36,9	1,0	0,093	-1,6	37,0	1,0	0,101

Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}
-1,5	37,0	1,0	0,091	-1,7	37,1	1,0	0,131	-2,0	37,2	1,0	0,171	-2,3	37,3	1,0	0,158
-1,4	37,0	1,0	0,084	-1,6	37,1	1,0	0,110	-1,9	37,2	1,0	0,184	-2,2	37,3	1,0	0,161
-1,3	37,0	1,0	0,078	-1,5	37,1	1,0	0,097	-1,8	37,2	1,0	0,179	-2,1	37,3	1,0	0,164
-1,2	37,0	1,0	0,074	-1,4	37,1	1,0	0,089	-1,7	37,2	1,0	0,150	-2,0	37,3	1,0	0,173
-7,5	37,1	1,3	0,161	-1,3	37,1	1,0	0,083	-1,6	37,2	1,0	0,122	-1,9	37,3	1,0	0,187
-7,4	37,1	1,3	0,160	-1,2	37,1	1,0	0,078	-1,5	37,2	1,0	0,105	-1,8	37,3	1,0	0,186
-7,3	37,1	1,3	0,159	-1,1	37,1	1,0	0,074	-1,4	37,2	1,0	0,095	-1,7	37,3	1,0	0,166
-7,2	37,1	1,3	0,156	-7,5	37,2	1,3	0,153	-1,3	37,2	1,0	0,088	-1,6	37,3	1,0	0,137
-7,1	37,1	1,3	0,156	-7,4	37,2	1,3	0,151	-1,2	37,2	1,0	0,084	-1,5	37,3	1,0	0,114
-7,0	37,1	1,3	0,155	-7,3	37,2	1,3	0,152	-1,1	37,2	1,0	0,079	-1,4	37,3	1,0	0,101
-6,9	37,1	1,3	0,148	-7,2	37,2	1,3	0,150	-1,0	37,2	1,0	0,076	-1,3	37,3	1,0	0,094
-6,8	37,1	1,3	0,146	-7,1	37,2	1,3	0,146	-7,4	37,3	1,3	0,142	-1,2	37,3	1,0	0,089
-6,7	37,1	1,3	0,138	-7,0	37,2	1,3	0,143	-7,3	37,3	1,3	0,141	-1,1	37,3	1,0	0,086
-6,6	37,1	1,3	0,128	-6,9	37,2	1,3	0,138	-7,2	37,3	1,3	0,140	-1,0	37,3	1,0	0,083
-6,5	37,1	1,2	0,121	-6,8	37,2	1,3	0,135	-7,1	37,3	1,3	0,135	-0,8	37,3	1,0	0,077
-6,4	37,1	1,2	0,120	-6,7	37,2	1,3	0,132	-7,0	37,3	1,3	0,130	-0,6	37,3	1,0	0,072
-6,3	37,1	1,2	0,109	-6,6	37,2	1,3	0,125	-6,9	37,3	1,3	0,125	-7,6	37,4	1,3	0,141
-6,2	37,1	1,2	0,101	-6,5	37,2	1,2	0,118	-6,8	37,3	1,3	0,120	-7,5	37,4	1,3	0,136
-6,1	37,1	1,2	0,094	-6,4	37,2	1,2	0,114	-6,7	37,3	1,3	0,115	-7,4	37,4	1,3	0,132
-6,0	37,1	1,1	0,094	-6,3	37,2	1,2	0,107	-6,6	37,3	1,3	0,111	-7,3	37,4	1,3	0,128
-5,9	37,1	1,1	0,096	-6,2	37,2	1,2	0,100	-6,5	37,3	1,2	0,107	-7,2	37,4	1,3	0,124
-5,8	37,1	1,1	0,100	-6,1	37,2	1,2	0,093	-6,4	37,3	1,2	0,103	-7,1	37,4	1,3	0,120
-5,7	37,1	1,1	0,104	-6,0	37,2	1,1	0,093	-6,3	37,3	1,2	0,099	-7,0	37,4	1,3	0,116
-5,6	37,1	1,1	0,107	-5,9	37,2	1,1	0,093	-6,2	37,3	1,2	0,095	-6,9	37,4	1,3	0,112
-5,5	37,1	1,1	0,113	-5,8	37,2	1,1	0,095	-6,1	37,3	1,2	0,091	-6,8	37,4	1,3	0,108
-5,4	37,1	1,0	0,117	-5,7	37,2	1,1	0,098	-6,0	37,3	1,1	0,091	-6,7	37,4	1,3	0,103
-5,3	37,1	1,0	0,123	-5,6	37,2	1,1	0,101	-5,9	37,3	1,1	0,091	-6,6	37,4	1,3	0,099
-5,2	37,1	1,0	0,127	-5,5	37,2	1,1	0,104	-5,8	37,3	1,1	0,092	-6,5	37,4	1,2	0,095
-5,1	37,1	1,0	0,128	-5,4	37,2	1,1	0,107	-5,7	37,3	1,1	0,094	-6,4	37,4	1,2	0,093
-5,0	37,1	1,0	0,136	-5,3	37,2	1,1	0,112	-5,6	37,3	1,1	0,097	-6,3	37,4	1,2	0,091
-4,9	37,1	1,0	0,154	-5,2	37,2	1,0	0,117	-5,5	37,3	1,1	0,097	-6,2	37,4	1,2	0,090
-4,8	37,1	1,0	0,170	-5,1	37,2	1,0	0,121	-5,4	37,3	1,1	0,099	-6,1	37,4	1,2	0,088
-4,7	37,1	1,0	0,181	-5,0	37,2	1,0	0,126	-5,3	37,3	1,1	0,103	-6,0	37,4	1,1	0,088
-4,6	37,1	1,0	0,189	-4,9	37,2	1,0	0,135	-5,2	37,3	1,1	0,106	-5,9	37,4	1,1	0,089
-4,5	37,1	1,0	0,197	-4,8	37,2	1,0	0,143	-5,1	37,3	1,0	0,110	-5,8	37,4	1,1	0,090
-4,4	37,1	1,0	0,210	-4,7	37,2	1,0	0,152	-5,0	37,3	1,0	0,116	-5,7	37,4	1,1	0,091
-4,3	37,1	1,0	0,231	-4,6	37,2	1,0	0,165	-4,9	37,3	1,0	0,120	-5,6	37,4	1,1	0,093
-4,2	37,1	1,0	0,242	-4,5	37,2	1,0	0,181	-4,8	37,3	1,0	0,124	-5,5	37,4	1,1	0,095
-4,1	37,1	1,0	0,248	-4,4	37,2	1,0	0,197	-4,7	37,3	1,0	0,129	-5,4	37,4	1,1	0,095
-4,0	37,1	1,0	0,251	-4,3	37,2	1,0	0,219	-4,6	37,3	1,0	0,136	-5,3	37,4	1,1	0,097
-3,9	37,1	1,0	0,258	-4,2	37,2	1,0	0,226	-4,5	37,3	1,0	0,145	-5,2	37,4	1,1	0,100
-3,8	37,1	1,0	0,260	-4,1	37,2	1,0	0,237	-4,4	37,3	1,0	0,157	-5,1	37,4	1,1	0,105
-3,7	37,1	1,0	0,260	-4,0	37,2	1,0	0,246	-4,3	37,3	1,0	0,171	-5,0	37,4	1,0	0,108
-3,6	37,1	1,0	0,260	-3,9	37,2	1,0	0,255	-4,2	37,3	1,0	0,190	-4,9	37,4	1,0	0,112
-3,5	37,1	1,0	0,237	-3,8	37,2	1,0	0,260	-4,1	37,3	1,0	0,210	-4,8	37,4	1,0	0,115
-3,4	37,1	1,0	0,186	-3,7	37,2	1,0	0,260	-4,0	37,3	1,0	0,228	-4,7	37,4	1,0	0,119
-3,3	37,1	1,0	0,162	-3,6	37,2	1,0	0,258	-3,9	37,3	1,0	0,243	-4,6	37,4	1,0	0,124
-3,2	37,1	1,0	0,152	-3,5	37,2	1,0	0,235	-3,8	37,3	1,0	0,250	-4,5	37,4	1,0	0,129
-3,1	37,1	1,0	0,146	-3,4	37,2	1,0	0,189	-3,7	37,3	1,0	0,252	-4,4	37,4	1,0	0,135
-3,0	37,1	1,0	0,143	-3,3	37,2	1,0	0,161	-3,6	37,3	1,0	0,246	-4,3	37,4	1,0	0,140
-2,9	37,1	1,0	0,147	-3,2	37,2	1,0	0,148	-3,5	37,3	1,0	0,223	-4,2	37,4	1,0	0,149
-2,8	37,1	1,0	0,149	-3,1	37,2	1,0	0,143	-3,4	37,3	1,0	0,179	-4,1	37,4	1,0	0,160
-2,7	37,1	1,0	0,153	-3,0	37,2	1,0	0,140	-3,3	37,3	1,0	0,157	-4,0	37,4	1,0	0,173
-2,6	37,1	1,0	0,158	-2,9	37,2	1,0	0,139	-3,2	37,3	1,0	0,145	-3,9	37,4	1,0	0,192
-2,5	37,1	1,0	0,161	-2,8	37,2	1,0	0,140	-3,1	37,3	1,0	0,140	-3,8	37,4	1,0	0,213
-2,4	37,1	1,0	0,163	-2,7	37,2	1,0	0,142	-3,0	37,3	1,0	0,136	-3,7	37,4	1,0	0,227
-2,3	37,1	1,0	0,166	-2,6	37,2	1,0	0,145	-2,9	37,3	1,0	0,134	-3,6	37,4	1,0	0,226
-2,2	37,1	1,0	0,170	-2,5	37,2	1,0	0,147	-2,8	37,3	1,0	0,136	-3,5	37,4	1,0	0,200
-2,1	37,1	1,0	0,176	-2,4	37,2	1,0	0,149	-2,7	37,3	1,0	0,140	-3,4	37,4	1,0	0,165
-2,0	37,1	1,0	0,179	-2,3	37,2	1,0	0,151	-2,6	37,3	1,0	0,148	-3,3	37,4	1,0	0,149
-1,9	37,1	1,0	0,180	-2,2	37,2	1,0	0,154	-2,5	37,3	1,0	0,152	-3,2	37,4	1,0	0,141
-1,8	37,1	1,0	0,166	-2,1	37,2	1,0	0,159	-2,4	37,3	1,0	0,156	-3,1	37,4	1,0	0,136

Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}
-3,0	37,4	1,0	0,133	-3,9	37,5	1,0	0,150	-5,0	37,6	1,1	0,099	-6,3	37,7	1,2	0,076
-2,9	37,4	1,0	0,132	-3,8	37,5	1,0	0,157	-4,9	37,6	1,1	0,102	-6,2	37,7	1,2	0,077
-2,8	37,4	1,0	0,132	-3,7	37,5	1,0	0,167	-4,8	37,6	1,0	0,105	-6,1	37,7	1,2	0,077
-2,7	37,4	1,0	0,137	-3,6	37,5	1,0	0,178	-4,7	37,6	1,0	0,109	-6,0	37,7	1,1	0,078
-2,6	37,4	1,0	0,146	-3,5	37,5	1,0	0,169	-4,6	37,6	1,0	0,112	-5,9	37,7	1,1	0,078
-2,5	37,4	1,0	0,158	-3,4	37,5	1,0	0,149	-4,5	37,6	1,0	0,115	-5,8	37,7	1,1	0,079
-2,4	37,4	1,0	0,163	-3,3	37,5	1,0	0,140	-4,4	37,6	1,0	0,116	-5,7	37,7	1,1	0,079
-2,3	37,4	1,0	0,165	-3,2	37,5	1,0	0,136	-4,3	37,6	1,0	0,118	-5,6	37,7	1,1	0,080
-2,2	37,4	1,0	0,166	-3,1	37,5	1,0	0,132	-4,2	37,6	1,0	0,121	-5,5	37,7	1,1	0,080
-2,1	37,4	1,0	0,169	-3,0	37,5	1,0	0,130	-4,1	37,6	1,0	0,123	-5,4	37,7	1,1	0,082
-2,0	37,4	1,0	0,178	-2,9	37,5	1,0	0,128	-4,0	37,6	1,0	0,126	-5,3	37,7	1,1	0,086
-1,9	37,4	1,0	0,190	-2,8	37,5	1,0	0,129	-3,9	37,6	1,0	0,130	-5,2	37,7	1,1	0,088
-1,8	37,4	1,0	0,188	-2,7	37,5	1,0	0,133	-3,8	37,6	1,0	0,131	-5,1	37,7	1,1	0,092
-1,7	37,4	1,0	0,174	-2,6	37,5	1,0	0,142	-3,7	37,6	1,0	0,133	-5,0	37,7	1,1	0,094
-1,6	37,4	1,0	0,145	-2,5	37,5	1,0	0,151	-3,6	37,6	1,0	0,137	-4,9	37,7	1,1	0,097
-1,5	37,4	1,0	0,124	-2,4	37,5	1,0	0,155	-3,5	37,6	1,0	0,134	-4,8	37,7	1,1	0,100
-1,4	37,4	1,0	0,110	-2,3	37,5	1,0	0,157	-3,4	37,6	1,0	0,129	-4,7	37,7	1,0	0,104
-1,3	37,4	1,0	0,102	-2,2	37,5	1,0	0,159	-3,3	37,6	1,0	0,127	-4,6	37,7	1,0	0,107
-1,2	37,4	1,0	0,096	-2,1	37,5	1,0	0,162	-3,2	37,6	1,0	0,126	-4,5	37,7	1,0	0,109
-1,1	37,4	1,0	0,093	-2,0	37,5	1,0	0,173	-3,1	37,6	1,0	0,124	-4,4	37,7	1,0	0,110
-1,0	37,4	1,0	0,089	-1,9	37,5	1,0	0,189	-3,0	37,6	1,0	0,123	-4,3	37,7	1,0	0,111
-0,9	37,4	1,0	0,087	-1,8	37,5	1,0	0,191	-2,9	37,6	1,0	0,123	-4,2	37,7	1,0	0,113
-0,8	37,4	1,0	0,085	-1,7	37,5	1,0	0,181	-2,8	37,6	1,0	0,125	-4,1	37,7	1,0	0,114
-0,7	37,4	1,0	0,082	-1,6	37,5	1,0	0,159	-2,7	37,6	1,0	0,133	-4,0	37,7	1,0	0,117
-0,6	37,4	1,0	0,080	-1,5	37,5	1,0	0,136	-2,6	37,6	1,0	0,141	-3,9	37,7	1,0	0,117
-0,4	37,4	1,0	0,074	-1,4	37,5	1,0	0,122	-2,5	37,6	1,0	0,145	-3,8	37,7	1,0	0,119
-7,5	37,5	1,3	0,121	-1,3	37,5	1,0	0,113	-2,4	37,6	1,0	0,150	-3,7	37,7	1,0	0,120
-7,4	37,5	1,3	0,117	-1,2	37,5	1,0	0,107	-2,3	37,6	1,0	0,152	-3,6	37,7	1,0	0,120
-7,3	37,5	1,3	0,113	-1,1	37,5	1,0	0,103	-2,2	37,6	1,0	0,154	-3,5	37,7	1,0	0,119
-7,2	37,5	1,3	0,109	-1,0	37,5	1,0	0,100	-2,1	37,6	1,0	0,157	-3,4	37,7	1,0	0,118
-7,1	37,5	1,3	0,105	-0,9	37,5	1,0	0,097	-2,0	37,6	1,0	0,163	-3,3	37,7	1,0	0,115
-7,0	37,5	1,3	0,100	-0,8	37,5	1,0	0,095	-1,9	37,6	1,0	0,175	-3,2	37,7	1,0	0,113
-6,9	37,5	1,3	0,092	-0,7	37,5	1,0	0,093	-1,8	37,6	1,0	0,189	-3,1	37,7	1,0	0,110

-6,8	37,5	1,3	0,091	-0,6	37,5	1,0	0,090	-1,7	37,6	1,0	0,193	-3,0	37,7	1,0	0,106
-6,7	37,5	1,3	0,090	-0,5	37,5	1,0	0,086	-1,6	37,6	1,0	0,183	-2,9	37,7	1,0	0,108
-6,6	37,5	1,3	0,089	-0,4	37,5	1,0	0,082	-1,5	37,6	1,0	0,165	-2,8	37,7	1,0	0,118
-6,5	37,5	1,2	0,089	-0,3	37,5	1,0	0,078	-1,4	37,6	1,0	0,143	-2,7	37,7	1,0	0,132
-6,4	37,5	1,2	0,087	-7,5	37,6	1,3	0,103	-1,3	37,6	1,0	0,129	-2,6	37,7	1,0	0,138
-6,3	37,5	1,2	0,086	-7,4	37,6	1,3	0,100	-1,2	37,6	1,0	0,121	-2,5	37,7	1,0	0,142
-6,2	37,5	1,2	0,084	-7,3	37,6	1,3	0,098	-1,1	37,6	1,0	0,115	-2,4	37,7	1,0	0,144
-6,1	37,5	1,2	0,084	-7,2	37,6	1,3	0,097	-1,0	37,6	1,0	0,112	-2,3	37,7	1,0	0,149
-6,0	37,5	1,1	0,085	-7,1	37,6	1,3	0,093	-0,9	37,6	1,0	0,110	-2,2	37,7	1,0	0,151
-5,9	37,5	1,1	0,085	-7,0	37,6	1,3	0,082	-0,8	37,6	1,0	0,108	-2,1	37,7	1,0	0,153
-5,8	37,5	1,1	0,086	-6,9	37,6	1,3	0,082	-0,7	37,6	1,0	0,105	-2,0	37,7	1,0	0,156
-5,7	37,5	1,1	0,088	-6,8	37,6	1,3	0,081	-0,6	37,6	1,0	0,102	-1,9	37,7	1,0	0,161
-5,6	37,5	1,1	0,089	-6,7	37,6	1,3	0,081	-0,5	37,6	1,0	0,097	-1,8	37,7	1,0	0,177
-5,5	37,5	1,1	0,090	-6,6	37,6	1,3	0,081	-0,4	37,6	1,0	0,092	-1,7	37,7	1,0	0,192
-5,4	37,5	1,1	0,090	-6,5	37,6	1,2	0,081	-0,3	37,6	1,0	0,087	-1,6	37,7	1,0	0,195
-5,3	37,5	1,1	0,093	-6,4	37,6	1,2	0,081	-0,2	37,6	1,0	0,082	-1,5	37,7	1,0	0,188
-5,2	37,5	1,1	0,097	-6,3	37,6	1,2	0,082	-7,6	37,7	1,3	0,088	-1,4	37,7	1,0	0,173
-5,1	37,5	1,1	0,100	-6,2	37,6	1,2	0,082	-7,5	37,7	1,3	0,087	-1,3	37,7	1,0	0,152
-5,0	37,5	1,1	0,104	-6,1	37,6	1,2	0,084	-7,4	37,7	1,3	0,085	-1,2	37,7	1,0	0,139
-4,9	37,5	1,0	0,107	-6,0	37,6	1,1	0,083	-7,3	37,7	1,3	0,085	-1,1	37,7	1,0	0,132
-4,8	37,5	1,0	0,110	-5,9	37,6	1,1	0,084	-7,2	37,7	1,3	0,083	-1,0	37,7	1,0	0,127
-4,7	37,5	1,0	0,114	-5,8	37,6	1,1	0,084	-7,1	37,7	1,3	0,080	-0,9	37,7	1,0	0,126
-4,6	37,5	1,0	0,117	-5,7	37,6	1,1	0,085	-7,0	37,7	1,3	0,078	-0,8	37,7	1,0	0,122
-4,5	37,5	1,0	0,121	-5,6	37,6	1,1	0,085	-6,9	37,7	1,3	0,076	-0,7	37,7	1,0	0,119
-4,4	37,5	1,0	0,125	-5,5	37,6	1,1	0,086	-6,8	37,7	1,3	0,076	-0,6	37,7	1,0	0,114
-4,3	37,5	1,0	0,127	-5,4	37,6	1,1	0,088	-6,7	37,7	1,3	0,076	-0,5	37,7	1,0	0,110
-4,2	37,5	1,0	0,131	-5,3	37,6	1,1	0,090	-6,6	37,7	1,3	0,075	-0,4	37,7	1,0	0,104
-4,1	37,5	1,0	0,136	-5,2	37,6	1,1	0,093	-6,5	37,7	1,2	0,075	-0,3	37,7	1,0	0,097
-4,0	37,5	1,0	0,143	-5,1	37,6	1,1	0,096	-6,4	37,7	1,2	0,075	-0,2	37,7	1,0	0,090

Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}
-0,1	37,7	1,0	0,082	-1,4	37,8	1,0	0,194	-2,7	37,9	1,0	0,091	-4,0	38,0	1,0	0,092
-7,5	37,8	1,3	0,082	-1,3	37,8	1,0	0,185	-2,6	37,9	1,0	0,102	-3,9	38,0	1,0	0,094
-7,4	37,8	1,3	0,081	-1,2	37,8	1,0	0,174	-2,5	37,9	1,0	0,116	-3,8	38,0	1,0	0,095
-7,3	37,8	1,3	0,081	-1,1	37,8	1,0	0,164	-2,4	37,9	1,0	0,128	-3,7	38,0	1,0	0,094
-7,2	37,8	1,3	0,080	-1,0	37,8	1,0	0,159	-2,3	37,9	1,0	0,135	-3,6	38,0	1,0	0,094
-7,1	37,8	1,3	0,077	-0,9	37,8	1,0	0,150	-2,2	37,9	1,0	0,139	-3,5	38,0	1,0	0,092
-7,0	37,8	1,3	0,074	-0,8	37,8	1,0	0,146	-2,1	37,9	1,0	0,143	-3,4	38,0	1,0	0,089
-6,9	37,8	1,3	0,072	-0,7	37,8	1,0	0,141	-2,0	37,9	1,0	0,147	-3,3	38,0	1,0	0,084
-6,8	37,8	1,3	0,071	-0,6	37,8	1,0	0,135	-1,9	37,9	1,0	0,152	-3,2	38,0	1,0	0,079
-6,7	37,8	1,3	0,071	-0,5	37,8	1,0	0,130	-1,8	37,9	1,0	0,157	-3,1	38,0	1,0	0,075
-6,6	37,8	1,3	0,070	-0,4	37,8	1,0	0,122	-1,7	37,9	1,0	0,164	-3,0	38,0	1,0	0,074
-6,5	37,8	1,3	0,070	-0,3	37,8	1,0	0,112	-1,6	37,9	1,0	0,175	-2,9	38,0	1,0	0,073
-6,4	37,8	1,2	0,068	-0,2	37,8	1,0	0,102	-1,5	37,9	1,0	0,189	-2,8	38,0	1,0	0,075
-6,3	37,8	1,2	0,068	-0,1	37,8	1,0	0,092	-1,4	37,9	1,0	0,202	-2,7	38,0	1,0	0,078
-6,2	37,8	1,2	0,067	0,0	37,8	1,0	0,081	-1,3	37,9	1,0	0,210	-2,6	38,0	1,0	0,084
-6,1	37,8	1,2	0,067	-7,4	37,9	1,3	0,080	-1,2	37,9	1,0	0,216	-2,5	38,0	1,0	0,093
-6,0	37,8	1,2	0,068	-7,3	37,9	1,3	0,080	-1,1	37,9	1,0	0,212	-2,4	38,0	1,0	0,104
-5,9	37,8	1,1	0,068	-7,2	37,9	1,3	0,076	-1,0	37,9	1,0	0,205	-2,3	38,0	1,0	0,115
-5,8	37,8	1,1	0,069	-7,1	37,9	1,3	0,074	-0,9	37,9	1,0	0,198	-2,2	38,0	1,0	0,126
-5,7	37,8	1,1	0,069	-7,0	37,9	1,3	0,071	-0,8	37,9	1,0	0,192	-2,1	38,0	1,0	0,134
-5,6	37,8	1,1	0,070	-6,9	37,9	1,3	0,070	-0,7	37,9	1,0	0,185	-2,0	38,0	1,0	0,141
-5,5	37,8	1,1	0,070	-6,8	37,9	1,3	0,069	-0,6	37,9	1,0	0,177	-1,9	38,0	1,0	0,147
-5,4	37,8	1,1	0,073	-6,7	37,9	1,3	0,067	-0,5	37,9	1,0	0,167	-1,8	38,0	1,0	0,151
-5,3	37,8	1,1	0,077	-6,6	37,9	1,3	0,066	-0,4	37,9	1,0	0,158	-1,7	38,0	1,0	0,158
-5,2	37,8	1,1	0,081	-6,5	37,9	1,3	0,064	-0,3	37,9	1,0	0,139	-1,6	38,0	1,0	0,166
-5,1	37,8	1,1	0,085	-6,4	37,9	1,2	0,065	-0,2	37,9	1,0	0,121	-1,5	38,0	1,0	0,179
-5,0	37,8	1,1	0,088	-6,3	37,9	1,2	0,063	-0,1	37,9	1,0	0,106	-1,4	38,0	1,0	0,197
-4,9	37,8	1,1	0,091	-6,2	37,9	1,2	0,062	0,0	37,9	1,0	0,092	-1,3	38,0	1,0	0,218
-4,8	37,8	1,1	0,095	-6,1	37,9	1,2	0,062	0,1	37,9	1,0	0,081	-1,2	38,0	1,0	0,227
-4,7	37,8	1,1	0,098	-6,0	37,9	1,2	0,062	-7,3	38,0	1,3	0,077	-1,1	38,0	1,0	0,233
-4,6	37,8	1,0	0,101	-5,9	37,9	1,2	0,061	-7,2	38,0	1,3	0,074	-1,0	38,0	1,0	0,227
-4,5	37,8	1,0	0,102	-5,8	37,9	1,1	0,061	-7,1	38,0	1,3	0,071	-0,9	38,0	1,0	0,225
-4,4	37,8	1,0	0,103	-5,7	37,9	1,1	0,061	-7,0	38,0	1,3	0,069	-0,8	38,0	1,0	0,225
-4,3	37,8	1,0	0,105	-5,6	37,9	1,1	0,061	-6,9	38,0	1,3	0,067	-0,7	38,0	1,0	0,221
-4,2	37,8	1,0	0,106	-5,5	37,9	1,1	0,062	-6,8	38,0	1,3	0,065	-0,6	38,0	1,0	0,216
-4,1	37,8	1,0	0,107	-5,4	37,9	1,1	0,064	-6,7	38,0	1,3	0,063	-0,5	38,0	1,0	0,208
-4,0	37,8	1,0	0,108	-5,3	37,9	1,1	0,066	-6,6	38,0	1,3	0,061	-0,4	38,0	1,0	0,198
-3,9	37,8	1,0	0,109	-5,2	37,9	1,1	0,070	-6,5	38,0	1,3	0,061	-0,3	38,0	1,0	0,183
-3,8	37,8	1,0	0,110	-5,1	37,9	1,1	0,073	-6,4	38,0	1,3	0,058	-0,2	38,0	1,0	0,158
-3,7	37,8	1,0	0,110	-5,0	37,9	1,1	0,077	-6,3	38,0	1,3	0,057	-0,1	38,0	1,0	0,133
-3,6	37,8	1,0	0,110	-4,9	37,9	1,1	0,082	-6,2	38,0	1,2	0,055	0,0	38,0	1,0	0,107
-3,5	37,8	1,0	0,109	-4,8	37,9	1,1	0,086	-6,1	38,0	1,2	0,055	0,1	38,0	1,0	0,089
-3,4	37,8	1,0	0,108	-4,7	37,9	1,1	0,090	-6,0	38,0	1,2	0,055	-7,1	38,1	1,3	0,070
-3,3	37,8	1,0	0,106	-4,6	37,9	1,1	0,093	-5,9	38,0	1,2	0,055	-7,0	38,1	1,3	0,068
-3,2	37,8	1,0	0,102	-4,5	37,9	1,0	0,095	-5,8	38,0	1,2	0,055	-6,9	38,1	1,3	0,066
-3,1	37,8	1,0	0,097	-4,4	37,9	1,0	0,096	-5,7	38,0	1,2	0,056	-6,8	38,1	1,3	0,064
-3,0	37,8	1,0	0,092	-4,3	37,9	1,0	0,097	-5,6	38,0	1,2	0,056	-6,7	38,1	1,3	0,062
-2,9	37,8	1,0	0,092	-4,2	37,9	1,0	0,098	-5,5	38,0	1,1	0,058	-6,6	38,1	1,3	0,060
-2,8	37,8	1,0	0,099	-4,1	37,9	1,0	0,099	-5,4	38,0	1,1	0,059	-6,5	38,1	1,3	0,058
-2,7	37,8	1,0	0,114	-4,0	37,9	1,0	0,100	-5,3	38,0	1,1	0,060	-6,4	38,1	1,3	0,054
-2,6	37,8	1,0	0,128	-3,9	37,9	1,0	0,101	-5,2	38,0	1,1	0,061	-6,3	38,1	1,3	0,053
-2,5	37,8	1,0	0,136	-3,8	37,9	1,0	0,101	-5,1	38,0	1,1	0,064	-6,2	38,1	1,3	0,052
-2,4	37,8	1,0	0,140	-3,7	37,9	1,0	0,102	-5,0	38,0	1,1	0,066	-6,1	38,1	1,2	0,052
-2,3	37,8	1,0	0,143	-3,6	37,9	1,0	0,102	-4,9	38,0	1,1	0,069	-6,0	38,1	1,2	0,052
-2,2	37,8	1,0	0,146	-3,5	37,9	1,0	0,102	-4,8	38,0	1,1	0,072	-5,9	38,1	1,2	0,052
-2,1	37,8	1,0	0,149	-3,4	37,9	1,0	0,100	-4,7	38,0	1,1	0,076	-5,8	38,1	1,2	0,052
-2,0	37,8	1,0	0,151	-3,3	37,9	1,0	0,096	-4,6	38,0	1,1	0,079	-5,7	38,1	1,2	0,053
-1,9	37,8	1,0	0,156	-3,2	37,9	1,0	0,090	-4,5	38,0	1,1	0,083	-5,6	38,1	1,2	0,053
-1,8	37,8	1,0	0,165	-3,1	37,9	1,0	0,086	-4,4	38,0	1,0	0,086	-5,5	38,1	1,2	0,053
-1,7	37,8	1,0	0,177	-3,0	37,9	1,0	0,082	-4,3	38,0	1,0	0,088	-5,4	38,1	1,2	0,055
-1,6	37,8	1,0	0,189	-2,9	37,9	1,0	0,081	-4,2	38,0	1,0	0,090	-5,3	38,1	1,2	0,055
-1,5	37,8	1,0	0,197	-2,8	37,9	1,0	0,084	-4,1	38,0	1,0	0,091	-5,2	38,1	1,1	0,056

Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}
-5,1	38,1	1,1	0,057	-6,4	38,2	1,3	0,053	-0,2	38,2	1,0	0,200	-1,7	38,3	1,0	0,121
-5,0	38,1	1,1	0,059	-6,3	38,2	1,3	0,051	-0,1	38,2	1,0	0,178	-1,6	38,3	1,0	0,140
-4,9	38,1	1,1	0,061	-6,2	38,2	1,3	0,050	0,0	38,2	1,0	0,143	-1,5	38,3	1,0	0,159
-4,8	38,1	1,1	0,062	-6,1	38,2	1,3	0,050	0,1	38,2	1,0	0,108	-1,4	38,3	1,0	0,174
-4,7	38,1	1,1	0,064	-6,0	38,2	1,3	0,050	0,2	38,2	1,0	0,090	-1,3	38,3	1,0	0,179
-4,6	38,1	1,1	0,066	-5,9	38,2	1,3	0,050	0,3	38,2	1,0	0,078	-1,2	38,3	1,0	0,183
-4,5	38,1	1,1	0,069	-5,8	38,2	1,2	0,050	-7,3	38,3	1,2	0,072	-1,1	38,3	1,0	0,180
-4,4	38,1	1,1	0,070	-5,7	38,2	1,2	0,050	-7,2	38,3	1,2	0,069	-1,0	38,3	1,0	0,181
-4,3	38,1	1,0	0,073	-5,6	38,2	1,2	0,050	-7,1	38,3	1,2	0,066	-0,9	38,3	1,0	0,184
-4,2	38,1	1,0	0,076	-5,5	38,2	1,2	0,050	-7,0	38,3	1,3	0,063	-0,8	38,3	1,0	0,188
-4,1	38,1	1,0	0,077	-5,4	38,2	1,2	0,050	-6,9	38,3	1,3	0,061	-0,7	38,3	1,0	0,190
-4,0	38,1	1,0	0,080	-5,3	38,2	1,2	0,051	-6,8	38,3	1,3	0,058	-0,6	38,3	1,0	0,186
-3,9	38,1	1,0	0,084	-5,2	38,2	1,2	0,051	-6,7	38,3	1,3	0,057	-0,5	38,3	1,0	0,189
-3,8	38,1	1,0	0,086	-5,1	38,2	1,2	0,052	-6,6	38,3	1,3	0,056	-0,4	38,3	1,0	0,194
-3,7	38,1	1,0	0,086	-5,0	38,2	1,2	0,053	-6,5	38,3	1,3	0,054	-0,3	38,3	1,0	0,197
-3,6	38,1	1,0	0,086	-4,9	38,2	1,1	0,054	-6,4	38,3	1,3	0,050	-0,2	38,3	1,0	0,195
-3,5	38,1	1,0	0,084	-4,8	38,2	1,1	0,055	-6,3	38,3	1,3	0,049	-0,1	38,3	1,0	0,186
-3,4	38,1	1,0	0,079	-4,7	38,2	1,1	0,056	-6,2	38,3	1,3	0,047	0,0	38,3	1,0	0,156
-3,3	38,1	1,0	0,074	-4,6	38,2	1,1	0,058	-6,1	38,3	1,3	0,048	0,1	38,3	1,0	0,118
-3,2	38,1	1,0	0,071	-4,5	38,2	1,1	0,058	-6,0	38,3	1,3	0,048	0,2	38,3	1,0	0,097
-3,1	38,1	1,0	0,069	-4,4	38,2	1,1	0,059	-5,9	38,3	1,3	0,048	-7,4	38,4	1,2	0,074
-3,0	38,1	1,0	0,068	-4,3	38,2	1,1	0,061	-5,8	38,3	1,3	0,048	-7,3	38,4	1,2	0,071
-2,9	38,1	1,0	0,067	-4,2	38,2	1,0	0,063	-5,7	38,3	1,3	0,047	-7,2	38,4	1,2	0,068
-2,8	38,1	1,0	0,068	-4,1	38,2	1,0	0,065	-5,6	38,3	1,3	0,047	-7,1	38,4	1,2	0,065
-2,7	38,1	1,0	0,070	-4,0	38,2	1,0	0,067	-5,5	38,3	1,3	0,046	-7,0	38,4	1,3	0,061
-2,6	38,1	1,0	0,074	-3,9	38,2	1,0	0,069	-5,4	38,3	1,2	0,047	-6,9	38,4	1,3	0,059
-2,5	38,1	1,0	0,079	-3,8	38,2	1,0	0,072	-5,3	38,3	1,2	0,047	-6,8	38,4	1,3	0,058
-2,4	38,1	1,0	0,086	-3,7	38,2	1,0	0,075	-5,2	38,3	1,2	0,047	-6,7	38,4	1,3	0,055
-2,3	38,1	1,0	0,094	-3,6	38,2	1,0	0,075	-5,1	38,3	1,2	0,047	-6,6	38,4	1,3	0,054
-2,2	38,1	1,0	0,103	-3,5	38,2	1,0	0,072	-5,0	38,3	1,2	0,047	-6,5	38,4	1,3	0,053
-2,1	38,1	1,0	0,114	-3,4	38,2	1,0	0,069	-4,9	38,3	1,2	0,047	-6,4	38,4	1,3	0,051
-2,0	38,1	1,0	0,127	-3,3	38,2	1,0	0,066	-4,8	38,3	1,2	0,049	-6,3	38,4	1,3	0,050
-1,9	38,1	1,0	0,137	-3,2	38,2	1,0	0,065	-4,7	38,3	1,2	0,050	-6,2	38,4	1,3	0,047
-1,8	38,1	1,0	0,143	-3,1	38,2	1,0	0,064	-4,6	38,3	1,1	0,049	-6,1	38,4	1,3	0,045
-1,7	38,1	1,0	0,152	-3,0	38,2	1,0	0,063	-4,5	38,3	1,1	0,052	-6,0	38,4	1,3	0,046
-1,6	38,1	1,0	0,160	-2,9	38,2	1,0	0,063	-4,4	38,3	1,1	0,051	-5,9	38,4	1,3	0,045
-1,5	38,1	1,0	0,175	-2,8	38,2	1,0	0,064	-4,3	38,3	1,1	0,054	-5,8	38,4	1,3	0,045
-1,4	38,1	1,0	0,197	-2,7	38,2	1,0	0,065	-4,2	38,3	1,1	0,055	-5,7	38,4	1,3	0,044
-1,3	38,1	1,0	0,208	-2,6	38,2	1,0	0,067	-4,1	38,3	1,0	0,055	-5,6	38,4	1,3	0,044
-1,2	38,1	1,0	0,216	-2,5	38,2	1,0	0,070	-4,0	38,3	1,0	0,057	-5,5	38,4	1,3	0,043
-1,1	38,1	1,0	0,219	-2,4	38,2	1,0	0,074	-3,9	38,3	1,0	0,058	-5,4	38,4	1,3	0,042
-1,0	38,1	1,0	0,222	-2,3	38,2	1,0	0,079	-3,8	38,3	1,0	0,058	-5,3	38,4	1,3	0,042
-0,9	38,1	1,0	0,225	-2,2	38,2	1,0	0,085	-3,7	38,3	1,0	0,060	-5,2	38,4	1,2	0,042
-0,8	38,1	1,0	0,227	-2,1	38,2	1,0	0,092	-3,6	38,3	1,0	0,060	-5,1	38,4	1,2	0,042
-0,7	38,1	1,0	0,225	-2,0	38,2	1,0	0,101	-3,5	38,3	1,0	0,058	-5,0	38,4	1,2	0,043
-0,6	38,1	1,0	0,223	-1,9	38,2	1,0	0,112	-3,4	38,3	1,0	0,058	-4,9	38,4	1,2	0,044
-0,5	38,1	1,0	0,218	-1,8	38,2	1,0	0,128	-3,3	38,3	1,0	0,057	-4,8	38,4	1,2	0,044
-0,4	38,1	1,0	0,212	-1,7	38,2	1,0	0,142	-3,2	38,3	1,0	0,057	-4,7	38,4	1,2	0,043
-0,3	38,1	1,0	0,205	-1,6	38,2	1,0	0,154	-3,1	38,3	1,0	0,058	-4,6	38,4	1,2	0,045
-0,2	38,1	1,0	0,189	-1,5	38,2	1,0	0,173	-3,0	38,3	1,0	0,058	-4,5	38,4	1,2	0,046
-0,1	38,1	1,0	0,163	-1,4	38,2	1,0	0,191	-2,9	38,3	1,0	0,060	-4,4	38,4	1,1	0,046
0,0	38,1	1,0	0,127	-1,3	38,2	1,0	0,200	-2,8	38,3	1,0	0,060	-4,3	38,4	1,1	0,046
0,1	38,1	1,0	0,099	-1,2	38,2	1,0	0,202	-2,7	38,3	1,0	0,060	-4,2	38,4	1,1	0,047
0,2	38,1	1,0	0,083	-1,1	38,2	1,0	0,196	-2,6	38,3	1,0	0,061	-4,1	38,4	1,1	0,048
-7,2	38,2	1,2	0,071	-1,0	38,2	1,0	0,198	-2,5	38,3	1,0	0,064	-4,0	38,4	1,0	0,048
-7,1	38,2	1,2	0,068	-0,9	38,2	1,0	0,203	-2,4	38,3	1,0	0,067	-3,9	38,4	1,0	0,049
-7,0	38,2	1,3	0,066	-0,8	38,2	1,0	0,210	-2,3	38,3	1,0	0,070	-3,8	38,4	1,0	0,049
-6,9	38,2	1,3	0,062	-0,7	38,2	1,0	0,214	-2,2	38,3	1,0	0,074	-3,7	38,4	1,0	0,049
-6,8	38,2	1,3	0,061	-0,6	38,2	1,0	0,216	-2,1	38,3	1,0	0,079	-3,6	38,4	1,0	0,049
-6,7	38,2	1,3	0,057	-0,5	38,2	1,0	0,215	-2,0	38,3	1,0	0,084	-3,5	38,4	1,0	0,049
-6,6	38,2	1,3	0,056	-0,4	38,2	1,0	0,212	-1,9	38,3	1,0	0,092	-3,4	38,4	1,0	0,049
-6,5	38,2	1,3	0,054	-0,3	38,2	1,0	0,208	-1,8	38,3	1,0	0,103	-3,3	38,4	1,0	0,049

Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}
-3,2	38,4	1,0	0,050	-4,8	38,5	1,2	0,040	-6,8	38,6	1,3	0,056	0,2	38,6	1,0	0,128
-3,1	38,4	1,0	0,052	-4,7	38,5	1,2	0,039	-6,7	38,6	1,3	0,054	0,3	38,6	1,0	0,121
-3,0	38,4	1,0	0,053	-4,6	38,5	1,2	0,041	-6,6	38,6	1,3	0,053	0,4	38,6	1,0	0,113
-2,9	38,4	1,0	0,055	-4,5	38,5	1,2	0,042	-6,5	38,6	1,3	0,053	0,5	38,6	1,0	0,101
-2,8	38,4	1,0	0,055	-4,4	38,5	1,2	0,041	-6,4	38,6	1,3	0,052	0,6	38,6	1,0	0,083
-2,7	38,4	1,0	0,056	-4,3	38,5	1,1	0,042	-6,3	38,6	1,3	0,051	1,2	38,6	1,0	0,040
-2,6	38,4	1,0	0,057	-4,2	38,5	1,1	0,042	-6,2	38,6	1,3	0,048	1,3	38,6	1,0	0,040
-2,5	38,4	1,0	0,059	-4,1	38,5	1,1	0,042	-6,1	38,6	1,3	0,044	1,4	38,6	1,0	0,040
-2,4	38,4	1,0	0,061	-4,0	38,5	1,1	0,042	-6,0	38,6	1,3	0,042	1,5	38,6	1,0	0,040
-2,3	38,4	1,0	0,063	-3,9	38,5	1,0	0,042	-5,9	38,6	1,3	0,040	1,6	38,6	1,0	0,040
-2,2	38,4	1,0	0,067	-3,8	38,5	1,0	0,042	-5,8	38,6	1,3	0,038	1,7	38,6	1,0	0,040
-2,1	38,4	1,0	0,071	-3,7	38,5	1,0	0,042	-5,7	38,6	1,3	0,036	-7,2	38,7	1,3	0,066
-2,0	38,4	1,0	0,076	-3,6	38,5	1,0	0,042	-5,6	38,6	1,3	0,038	-7,1	38,7	1,3	0,063
-1,9	38,4	1,0	0,082	-3,5	38,5	1,0	0,042	-4,7	38,6	1,2	0,037	-7,0	38,7	1,3	0,059
-1,8	38,4	1,0	0,090	-3,4	38,5	1,0	0,043	-4,6	38,6	1,2	0,038	-6,9	38,7	1,3	0,057
-1,7	38,4	1,0	0,101	-3,3	38,5	1,0	0,044	-4,5	38,6	1,2	0,038	-6,8	38,7	1,3	0,055
-1,6	38,4	1,0	0,114	-3,2	38,5	1,0	0,044	-4,4	38,6	1,2	0,036	-6,7	38,7	1,3	0,054
-1,5	38,4	1,0	0,132	-3,1	38,5	1,0	0,045	-4,3	38,6	1,2	0,036	-6,6	38,7	1,3	0,052
-1,4	38,4	1,0	0,149	-3,0	38,5	1,0	0,046	-4,2	38,6	1,1	0,036	-6,5	38,7	1,3	0,051
-1,3	38,4	1,0	0,157	-2,9	38,5	1,0	0,048	-4,1	38,6	1,1	0,037	-6,4	38,7	1,3	0,050
-1,2	38,4	1,0	0,159	-2,8	38,5	1,0	0,049	-4,0	38,6	1,1	0,036	-6,3	38,7	1,3	0,049
-1,1	38,4	1,0	0,167	-2,7	38,5	1,0	0,051	-3,9	38,6	1,1	0,037	-6,2	38,7	1,3	0,047
-1,0	38,4	1,0	0,169	-2,6	38,5	1,0	0,052	-3,8	38,6	1,0	0,037	-6,1	38,7	1,3	0,044
-0,9	38,4	1,0	0,173	-2,5	38,5	1,0	0,054	-3,7	38,6	1,0	0,037	-6,0	38,7	1,3	0,041
-0,8	38,4	1,0	0,173	-2,4	38,5	1,0	0,056	-3,6	38,6	1,0	0,038	-5,9	38,7	1,3	0,039
-0,7	38,4	1,0	0,171	-2,3	38,5	1,0	0,059	-3,5	38,6	1,0	0,038	-3,2	38,7	1,0	0,035
-0,6	38,4	1,0	0,168	-2,2	38,5	1,0	0,062	-3,4	38,6	1,0	0,039	-3,1	38,7	1,0	0,036
-0,5	38,4	1,0	0,167	-2,1	38,5	1,0	0,066	-3,3	38,6	1,0	0,039	-3,0	38,7	1,0	0,036
-0,4	38,4	1,0	0,166	-2,0	38,5	1,0	0,070	-3,2	38,6	1,0	0,040	-2,9	38,7	1,0	0,036
-0,3	38,4	1,0	0,166	-1,9	38,5	1,0	0,075	-3,1	38,6	1,0	0,041	-2,8	38,7	1,0	0,038
-0,2	38,4	1,0	0,167	-1,8	38,5	1,0	0,082	-3,0	38,6	1,0	0,041	-2,7	38,7	1,0	0,039
-0,1	38,4	1,0	0,165	-1,7	38,5	1,0	0,090	-2,9	38,6	1,0	0,042	-2,6	38,7	1,0	0,041
0,0	38,4	1,0	0,152	-1,6	38,5	1,0	0,100	-2,8	38,6	1,0	0,043	-2,5	38,7	1,0	0,043

0,1	38,4	1,0	0,126	-1,5	38,5	1,0	0,110	-2,7	38,6	1,0	0,044	-2,4	38,7	1,0	0,046
0,2	38,4	1,0	0,107	-1,4	38,5	1,0	0,125	-2,6	38,6	1,0	0,046	-2,3	38,7	1,0	0,050
0,3	38,4	1,0	0,093	-1,3	38,5	1,0	0,140	-2,5	38,6	1,0	0,049	-2,2	38,7	1,0	0,053
0,4	38,4	1,0	0,083	-1,2	38,5	1,0	0,148	-2,4	38,6	1,0	0,052	-2,1	38,7	1,0	0,057
-7,3	38,5	1,2	0,071	-1,1	38,5	1,0	0,152	-2,3	38,6	1,0	0,055	-2,0	38,7	1,0	0,061
-7,2	38,5	1,2	0,067	-1,0	38,5	1,0	0,159	-2,2	38,6	1,0	0,058	-1,9	38,7	1,0	0,066
-7,1	38,5	1,3	0,064	-0,9	38,5	1,0	0,163	-2,1	38,6	1,0	0,061	-1,8	38,7	1,0	0,072
-7,0	38,5	1,3	0,061	-0,8	38,5	1,0	0,163	-2,0	38,6	1,0	0,065	-1,7	38,7	1,0	0,078
-6,9	38,5	1,3	0,059	-0,7	38,5	1,0	0,160	-1,9	38,6	1,0	0,071	-1,6	38,7	1,0	0,084
-6,8	38,5	1,3	0,056	-0,6	38,5	1,0	0,160	-1,8	38,6	1,0	0,077	-1,5	38,7	1,0	0,090
-6,7	38,5	1,3	0,055	-0,5	38,5	1,0	0,160	-1,7	38,6	1,0	0,084	-1,4	38,7	1,0	0,097
-6,6	38,5	1,3	0,054	-0,4	38,5	1,0	0,158	-1,6	38,6	1,0	0,090	-1,3	38,7	1,0	0,105
-6,5	38,5	1,3	0,053	-0,3	38,5	1,0	0,156	-1,5	38,6	1,0	0,097	-1,2	38,7	1,0	0,117
-6,4	38,5	1,3	0,052	-0,2	38,5	1,0	0,153	-1,4	38,6	1,0	0,106	-1,1	38,7	1,0	0,133
-6,3	38,5	1,3	0,051	-0,1	38,5	1,0	0,148	-1,3	38,6	1,0	0,117	-1,0	38,7	1,0	0,148
-6,2	38,5	1,3	0,048	0,0	38,5	1,0	0,141	-1,2	38,6	1,0	0,131	-0,9	38,7	1,0	0,155
-6,1	38,5	1,3	0,045	0,1	38,5	1,0	0,132	-1,1	38,6	1,0	0,142	-0,8	38,7	1,0	0,146
-6,0	38,5	1,3	0,043	0,2	38,5	1,0	0,122	-1,0	38,6	1,0	0,148	-0,7	38,7	1,0	0,154
-5,9	38,5	1,3	0,041	0,3	38,5	1,0	0,110	-0,9	38,6	1,0	0,156	-0,6	38,7	1,0	0,156
-5,8	38,5	1,3	0,042	0,4	38,5	1,0	0,098	-0,8	38,6	1,0	0,155	-0,5	38,7	1,0	0,158
-5,7	38,5	1,3	0,041	0,5	38,5	1,0	0,085	-0,7	38,6	1,0	0,157	-0,4	38,7	1,0	0,157
-5,6	38,5	1,3	0,040	1,3	38,5	1,0	0,040	-0,6	38,6	1,0	0,157	-0,3	38,7	1,0	0,154
-5,5	38,5	1,3	0,039	1,6	38,5	1,0	0,040	-0,5	38,6	1,0	0,156	-0,2	38,7	1,0	0,150
-5,4	38,5	1,3	0,039	-7,4	38,6	1,2	0,073	-0,4	38,6	1,0	0,155	-0,1	38,7	1,0	0,146
-5,3	38,5	1,3	0,039	-7,3	38,6	1,2	0,071	-0,3	38,6	1,0	0,153	0,0	38,7	1,0	0,141
-5,2	38,5	1,3	0,039	-7,2	38,6	1,3	0,067	-0,2	38,6	1,0	0,149	0,1	38,7	1,0	0,136
-5,1	38,5	1,2	0,038	-7,1	38,6	1,3	0,063	-0,1	38,6	1,0	0,144	0,2	38,7	1,0	0,129
-5,0	38,5	1,2	0,038	-7,0	38,6	1,3	0,059	0,0	38,6	1,0	0,139	0,3	38,7	1,0	0,123
-4,9	38,5	1,2	0,039	-6,9	38,6	1,3	0,057	0,1	38,6	1,0	0,133	0,4	38,7	1,0	0,116

Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}	Long	Lat	K	a _{gR}
0,5	38,7	1,0	0,103	-7,2	38,9	1,3	0,063	-6,0	39,0	1,3	0,038	-1,0	39,1	1,0	0,118
1,2	38,7	1,0	0,040	-7,1	38,9	1,3	0,061	-2,4	39,0	1,0	0,037	-0,9	39,1	1,0	0,131
1,3	38,7	1,0	0,040	-7,0	38,9	1,3	0,058	-2,3	39,0	1,0	0,039	-0,8	39,1	1,0	0,141
1,4	38,7	1,0	0,040	-6,9	38,9	1,3	0,055	-2,2	39,0	1,0	0,041	-0,7	39,1	1,0	0,148
1,5	38,7	1,0	0,040	-6,8	38,9	1,3	0,053	-2,1	39,0	1,0	0,043	-0,6	39,1	1,0	0,153
1,6	38,7	1,0	0,040	-6,7	38,9	1,3	0,051	-2,0	39,0	1,0	0,046	-0,5	39,1	1,0	0,153
-7,3	38,8	1,3	0,068	-6,6	38,9	1,3	0,048	-1,9	39,0	1,0	0,047	-0,4	39,1	1,0	0,153
-7,2	38,8	1,3	0,064	-6,5	38,9	1,3	0,047	-1,8	39,0	1,0	0,052	-0,3	39,1	1,0	0,152
-7,1	38,8	1,3	0,062	-6,4	38,9	1,3	0,046	-1,7	39,0	1,0	0,056	-0,2	39,1	1,0	0,148
-7,0	38,8	1,3	0,059	-6,3	38,9	1,3	0,044	-1,6	39,0	1,0	0,062	-0,1	39,1	1,0	0,134
-6,9	38,8	1,3	0,056	-6,2	38,9	1,3	0,042	-1,5	39,0	1,0	0,067	0,0	39,1	1,0	0,131
-6,8	38,8	1,3	0,054	-6,1	38,9	1,3	0,041	-1,4	39,0	1,0	0,074	0,1	39,1	1,0	0,128
-6,7	38,8	1,3	0,052	-6,0	38,9	1,3	0,039	-1,3	39,0	1,0	0,081	0,2	39,1	1,0	0,124
-6,6	38,8	1,3	0,051	-5,9	38,9	1,3	0,038	-1,2	39,0	1,0	0,091	0,3	39,1	1,0	0,111
-6,5	38,8	1,3	0,050	-2,5	38,9	1,0	0,036	-1,1	39,0	1,0	0,105	0,4	39,1	1,0	0,090
-6,4	38,8	1,3	0,048	-2,4	38,9	1,0	0,039	-1,0	39,0	1,0	0,124	1,1	39,1	1,0	0,040
-6,3	38,8	1,3	0,047	-2,3	38,9	1,0	0,041	-0,9	39,0	1,0	0,138	1,2	39,1	1,0	0,040
-6,2	38,8	1,3	0,044	-2,2	38,9	1,0	0,044	-0,8	39,0	1,0	0,148	1,3	39,1	1,0	0,040
-6,1	38,8	1,3	0,042	-2,1	38,9	1,0	0,047	-0,7	39,0	1,0	0,157	1,4	39,1	1,0	0,040
-6,0	38,8	1,3	0,040	-2,0	38,9	1,0	0,050	-0,6	39,0	1,0	0,160	1,5	39,1	1,0	0,040
-5,9	38,8	1,3	0,039	-1,9	38,9	1,0	0,053	-0,5	39,0	1,0	0,162	1,6	39,1	1,0	0,040
-2,7	38,8	1,0	0,035	-1,8	38,9	1,0	0,057	-0,4	39,0	1,0	0,162	1,7	39,1	1,0	0,040
-2,6	38,8	1,0	0,037	-1,7	38,9	1,0	0,063	-0,3	39,0	1,0	0,142	2,7	39,1	1,0	0,040
-2,5	38,8	1,0	0,039	-1,6	38,9	1,0	0,070	-0,2	39,0	1,0	0,140	2,9	39,1	1,0	0,040
-2,4	38,8	1,0	0,042	-1,5	38,9	1,0	0,077	-0,1	39,0	1,0	0,142	3,2	39,1	1,0	0,040
-2,3	38,8	1,0	0,045	-1,4	38,9	1,0	0,083	0,0	39,0	1,0	0,139	-7,2	39,2	1,3	0,058
-2,2	38,8	1,0	0,048	-1,3	38,9	1,0	0,090	0,1	39,0	1,0	0,134	-7,1	39,2	1,3	0,054
-2,1	38,8	1,0	0,051	-1,2	38,9	1,0	0,098	0,2	39,0	1,0	0,129	-7,0	39,2	1,3	0,051
-2,0	38,8	1,0	0,055	-1,1	38,9	1,0	0,110	0,3	39,0	1,0	0,120	-6,9	39,2	1,3	0,048
-1,9	38,8	1,0	0,059	-1,0	38,9	1,0	0,128	0,4	39,0	1,0	0,101	-6,8	39,2	1,3	0,046
-1,8	38,8	1,0	0,065	-0,9	38,9	1,0	0,144	1,1	39,0	1,0	0,040	-6,7	39,2	1,3	0,044
-1,7	38,8	1,0	0,072	-0,8	38,9	1,0	0,152	1,2	39,0	1,0	0,040	-6,6	39,2	1,3	0,042
-1,6	38,8	1,0	0,078	-0,7	38,9	1,0	0,157	1,3	39,0	1,0	0,040	-6,5	39,2	1,3	0,041
-1,5	38,8	1,0	0,083	-0,6	38,9	1,0	0,163	1,4	39,0	1,0	0,040	-6,4	39,2	1,3	0,039
-1,4	38,8	1,0	0,089	-0,5	38,9	1,0	0,147	1,5	39,0	1,0	0,040	-6,3	39,2	1,3	0,038
-1,3	38,8	1,0	0,096	-0,4	38,9	1,0	0,153	1,6	39,0	1,0	0,040	-2,1	39,2	1,0	0,037
-1,2	38,8	1,0	0,105	-0,3	38,9	1,0	0,151	-7,3	39,1	1,3	0,062	-2,0	39,2	1,0	0,039
-1,1	38,8	1,0	0,117	-0,2	38,9	1,0	0,148	-7,2	39,1	1,3	0,060	-1,9	39,2	1,0	0,041
-1,0	38,8	1,0	0,133	-0,1	38,9	1,0	0,144	-7,1	39,1	1,3	0,056	-1,8	39,2	1,0	0,045
-0,9	38,8	1,0	0,148	0,0	38,9	1,0	0,142	-7,0	39,1	1,3	0,054	-1,7	39,2	1,0	0,047
-0,8	38,8	1,0	0,155	0,1	38,9	1,0	0,137	-6,9	39,1	1,3	0,051	-1,6	39,2	1,0	0,051
-0,7	38,8	1,0	0,159	0,2	38,9	1,0	0,132	-6,8	39,1	1,3	0,048	-1,5	39,2	1,0	0,056
-0,6	38,8	1,0	0,154	0,3	38,9	1,0	0,124	-6,7	39,1	1,3	0,046	-1,4	39,2	1,0	0,063
-0,5	38,8	1,0	0,156	0,4	38,9	1,0	0,110	-6,6	39,1	1,3	0,044	-1,3	39,2	1,0	0,070
-0,4	38,8	1,0	0,155	1,1	38,9	1,0	0,040	-6,5	39,1	1,3	0,042	-1,2	39,2	1,0	0,080
-0,3	38,8	1,0	0,155	1,2	38,9	1,0	0,040	-6,4	39,1	1,3	0,041	-1,1	39,2	1,0	0,095
-0,2	38,8	1,0	0,151	1,3	38,9	1,0	0,040	-6,3	39,1	1,3	0,040	-1,0	39,2	1,0	0,113
-0,1	38,8	1,0	0,147	1,4	38,9	1,0	0,040	-6,2	39,1	1,3	0,039	-0,9	39,2	1,0	0,126
0,0	38,8	1,0	0,142	1,5	38,9	1,0	0,040	-6,1	39,1	1,3	0,037	-0,8	39,2	1,0	0,131
0,1	38,8	1,0	0,137	1,6	38,9	1,0	0,040	-2,3	39,1	1,0	0,037	-0,7	39,2	1,0	0,137
0,2	38,8	1,0	0,131	-7,2	39,0	1,3	0,061	-2,2	39,1	1,0	0,039	-0,6	39,2	1,0	0,141
0,3	38,8	1,0	0,124	-7,1	39,0	1,3	0,059	-2,1	39,1	1,0	0,039	-0,5	39,2	1,0	0,143
0,4	38,8	1,0	0,114	-7,0	39,0	1,3	0,056	-2,0	39,1	1,0	0,041	-0,4	39,2	1,0	0,144
0,5	38,8	1,0	0,097	-6,9	39,0	1,3	0,054	-1,9	39,1	1,0	0,044	-0,3	39,2	1,0	0,143
0,6	38,8	1,0	0,077	-6,8	39,0	1,3	0,051	-1,8	39,1	1,0	0,048	-0,2	39,2	1,0	0,141
1,1	38,8	1,0	0,040	-6,7	39,0	1,3	0,049	-1,7	39,1	1,0	0,051	-0,1	39,2	1,0	0,139
1,2	38,8	1,0	0,040	-6,6	39,0	1,3	0,046	-1,6	39,1	1,0	0,055	0,0	39,2	1,0	0,135
1,3	38,8	1,0	0,040	-6,5	39,0	1,3	0,044	-1,5	39,1	1,0	0,060	0,1	39,2	1,0	0,129
1,4	38,8	1,0	0,040	-6,4	39,0	1,3	0,043	-1,4	39,1	1,0	0,066	0,2	39,2	1,0	0,115
1,5	38,8	1,0	0,040	-6,3	39,0	1,3	0,042	-1,3	39,1	1,0	0,074	0,3	39,2	1,0	0,099
1,6	38,8	1,0	0,040	-6,2	39,0	1,3	0,040	-1,2	39,1	1,0	0,084	0,4	39,2	1,0	0,080
1,7	38,8	1,0	0,040	-6,1	39,0	1,3	0,039	-1,1	39,1	1,0	0,100	0,5	39,2	1,0	0,066

Long	Lat	K	a _{gR}	Lon _g	Lat	K	a _{gR}	Lon _g	Lat	K	a _{gR}	Lon _g	Lat	K	a _{gR}
1,2	39,2	1,0	0,040	-7,1	39,4	1,3	0,049	-0,9	39,5	1,0	0,089	2,5	39,6	1,0	0,040
1,3	39,2	1,0	0,040	-7,0	39,4	1,3	0,046	-0,8	39,5	1,0	0,096	2,6	39,6	1,0	0,040
1,4	39,2	1,0	0,040	-6,9	39,4	1,3	0,044	-0,7	39,5	1,0	0,101	2,7	39,6	1,0	0,042
1,5	39,2	1,0	0,040	-6,8	39,4	1,3	0,042	-0,6	39,5	1,0	0,103	2,8	39,6	1,0	0,044
1,6	39,2	1,0	0,040	-6,7	39,4	1,3	0,040	-0,5	39,5	1,0	0,104	2,9	39,6	1,0	0,044
1,7	39,2	1,0	0,040	-6,6	39,4	1,3	0,039	-0,4	39,5	1,0	0,104	3,0	39,6	1,0	0,044
2,6	39,2	1,0	0,040	-6,5	39,4	1,3	0,038	-0,3	39,5	1,0	0,102	3,1	39,6	1,0	0,045
2,7	39,2	1,0	0,040	-1,9	39,4	1,0	0,038	-0,2	39,5	1,0	0,101	3,2	39,6	1,0	0,043
2,8	39,2	1,0	0,040	-1,8	39,4	1,0	0,041	-0,1	39,5	1,0	0,098	3,3	39,6	1,0	0,040
2,9	39,2	1,0	0,040	-1,7	39,4	1,0	0,043	0,0	39,5	1,0	0,095	3,4	39,6	1,0	0,040
3,0	39,2	1,0	0,040	-1,6	39,4	1,0	0,046	0,1	39,5	1,0	0,090	3,5	39,6	1,0	0,040
3,1	39,2	1,0	0,040	-1,5	39,4	1,0	0,050	0,2	39,5	1,0	0,082	-7,6	39,7	1,1	0,059
3,2	39,2	1,0	0,040	-1,4	39,4	1,0	0,055	0,3	39,5	1,0	0,070	-7,5	39,7	1,1	0,055
3,4	39,2	1,0	0,040	-1,3	39,4	1,0	0,062	2,2	39,5	1,0	0,040	-7,4	39,7	1,1	0,050
-7,4	39,3	1,2	0,060	-1,2	39,4	1,0	0,070	2,3	39,5	1,0	0,040	-7,3	39,7	1,1	0,047
-7,3	39,3	1,3	0,058	-1,1	39,4	1,0	0,081	2,4	39,5	1,0	0,040	-7,2	39,7	1,1	0,045
-7,2	39,3	1,3	0,056	-1,0	39,4	1,0	0,095	2,5	39,5	1,0	0,040	-7,1	39,7	1,1	0,043
-7,1	39,3	1,3	0,052	-0,9	39,4	1,0	0,107	2,6	39,5	1,0	0,040	-7,0	39,7	1,1	0,042
-7,0	39,3	1,3	0,048	-0,8	39,4	1,0	0,115	2,7	39,5	1,0	0,040	-6,9	39,7	1,2	0,040
-6,9	39,3	1,3	0,045	-0,7	39,4	1,0	0,120	2,8	39,5	1,0	0,040	-6,8	39,7	1,2	0,039
-6,8	39,3	1,3	0,043	-0,6	39,4	1,0	0,122	2,9	39,5	1,0	0,040	-6,7	39,7	1,2	0,038
-6,7	39,3	1,3	0,042	-0,5	39,4	1,0	0,123	3,0	39,5	1,0	0,040	-1,7	39,7	1,0	0,039
-6,6	39,3	1,3	0,040	-0,4	39,4	1,0	0,123	3,1	39,5	1,0	0,040	-1,6	39,7	1,0	0,042
-6,5	39,3	1,3	0,039	-0,3	39,4	1,0	0,121	3,2	39,5	1,0	0,040	-1,5	39,7	1,0	0,045
-6,4	39,3	1,3	0,038	-0,2	39,4	1,0	0,119	3,3	39,5	1,0	0,040	-1,4	39,7	1,0	0,048
-2,0	39,3	1,0	0,038	-0,1	39,4	1,0	0,116	3,4	39,5	1,0	0,040	-1,3	39,7	1,0	0,051
-1,9	39,3	1,0	0,040	0,0	39,4	1,0	0,114	3,5	39,5	1,0	0,040	-1,2	39,7	1,0	0,055
-1,8	39,3	1,0	0,042	0,1	39,4	1,0	0,109	3,6	39,5	1,0	0,040	-1,1	39,7	1,0	0,059
-1,7	39,3	1,0	0,045	0,2	39,4	1,0	0,098	-7,5	39,6	1,2	0,057	-1,0	39,7	1,0	0,062
-1,6	39,3	1,0	0,049	0,3	39,4	1,0	0,083	-7,4	39,6	1,2	0,052	-0,9	39,7	1,0	0,065
-1,5	39,3	1,0	0,054	2,2	39,4	1,0	0,040	-7,3	39,6	1,2	0,049	-0,8	39,7	1,0	0,069
-1,4	39,3	1,0	0,060	2,4	39,4	1,0	0,040	-7,2	39,6	1,2	0,047	-0,7	39,7	1,0	0,072
-1,3	39,3	1,0	0,067	2,5	39,4	1,0	0,040	-7,1	39,6	1,2	0,045	-0,6	39,7	1,0	0,073

-1,2	39, 3	1,0	0,076	2,6	39,4	1,0	0,040	-7,0	39,6	1,2	0,043	-0,5	39,7	1,0	0,073
-1,1	39, 3	1,0	0,089	2,7	39,4	1,0	0,040	-6,9	39,6	1,2	0,042	-0,4	39,7	1,0	0,072
-1,0	39, 3	1,0	0,106	2,8	39,4	1,0	0,040	-6,8	39,6	1,2	0,040	-0,3	39,7	1,0	0,071
-0,9	39, 3	1,0	0,118	2,9	39,4	1,0	0,040	-6,7	39,6	1,3	0,039	-0,2	39,7	1,0	0,069
-0,8	39, 3	1,0	0,125	3,0	39,4	1,0	0,040	-1,8	39,6	1,0	0,038	-0,1	39,7	1,0	0,067
-0,7	39, 3	1,0	0,130	3,1	39,4	1,0	0,040	-1,7	39,6	1,0	0,040	0,0	39,7	1,0	0,065
-0,6	39, 3	1,0	0,132	3,2	39,4	1,0	0,040	-1,6	39,6	1,0	0,042	0,1	39,7	1,0	0,062
-0,5	39, 3	1,0	0,134	3,3	39,4	1,0	0,040	-1,5	39,6	1,0	0,045	0,2	39,7	1,0	0,058
-0,4	39, 3	1,0	0,134	3,4	39,4	1,0	0,040	-1,4	39,6	1,0	0,049	0,3	39,7	1,0	0,054
-0,3	39, 3	1,0	0,132	-7,6	39,5	1,2	0,063	-1,3	39,6	1,0	0,053	0,4	39,7	1,0	0,049
-0,2	39, 3	1,0	0,130	-7,4	39,5	1,2	0,055	-1,2	39,6	1,0	0,058	0,6	39,7	1,0	0,038
-0,1	39, 3	1,0	0,128	-7,3	39,5	1,2	0,052	-1,1	39,6	1,0	0,063	2,2	39,7	1,0	0,040
0,0	39, 3	1,0	0,126	-7,2	39,5	1,2	0,049	-1,0	39,6	1,0	0,069	2,3	39,7	1,0	0,040
0,1	39, 3	1,0	0,121	-7,1	39,5	1,2	0,046	-0,9	39,6	1,0	0,075	2,4	39,7	1,0	0,040
0,2	39, 3	1,0	0,110	-7,0	39,5	1,3	0,044	-0,8	39,6	1,0	0,080	2,5	39,7	1,0	0,040
0,3	39, 3	1,0	0,093	-6,9	39,5	1,3	0,043	-0,7	39,6	1,0	0,084	2,6	39,7	1,0	0,040
2,4	39, 3	1,0	0,040	-6,8	39,5	1,3	0,041	-0,6	39,6	1,0	0,086	2,7	39,7	1,0	0,041
2,6	39, 3	1,0	0,040	-6,7	39,5	1,3	0,039	-0,5	39,6	1,0	0,086	2,8	39,7	1,0	0,042
2,7	39, 3	1,0	0,040	-6,6	39,5	1,3	0,038	-0,4	39,6	1,0	0,086	2,9	39,7	1,0	0,043
2,8	39, 3	1,0	0,040	-1,9	39,5	1,0	0,037	-0,3	39,6	1,0	0,085	3,0	39,7	1,0	0,042
2,9	39, 3	1,0	0,040	-1,8	39,5	1,0	0,039	-0,2	39,6	1,0	0,083	3,1	39,7	1,0	0,040
3,0	39, 3	1,0	0,040	-1,7	39,5	1,0	0,041	-0,1	39,6	1,0	0,080	3,2	39,7	1,0	0,040
3,1	39, 3	1,0	0,040	-1,6	39,5	1,0	0,044	0,0	39,6	1,0	0,078	3,3	39,7	1,0	0,040
3,2	39, 3	1,0	0,040	-1,5	39,5	1,0	0,047	0,1	39,6	1,0	0,074	3,4	39,7	1,0	0,040
3,3	39, 3	1,0	0,040	-1,4	39,5	1,0	0,051	0,2	39,6	1,0	0,067	3,5	39,7	1,0	0,040
3,4	39, 3	1,0	0,040	-1,3	39,5	1,0	0,056	0,3	39,6	1,0	0,060	3,6	39,7	1,0	0,040
3,5	39, 3	1,0	0,040	-1,2	39,5	1,0	0,063	2,2	39,6	1,0	0,040	4,1	39,7	1,0	0,040
-7,3	39, 4	1,2	0,055	-1,1	39,5	1,0	0,071	2,3	39,6	1,0	0,040	4,2	39,7	1,0	0,040
-7,2	39, 4	1,3	0,052	-1,0	39,5	1,0	0,080	2,4	39,6	1,0	0,040	4,3	39,7	1,0	0,040

Long	Lat	K	a _{gr}	Lon g	Lat	K	a _{gr}	Lon g	Lat	K	a _{gr}	Long	Lat	K	a _{gr}
4,4	39,7	1,0	0,040	-0,5	39,9	1,0	0,055	2,8	40,0	1,0	0,040	-1,6	40,2	1,0	0,044
-7,1	39,8	1,1	0,042	-0,4	39,9	1,0	0,056	2,9	40,0	1,0	0,040	-1,5	40,2	1,0	0,047
-7,0	39,8	1,1	0,041	-0,3	39,9	1,0	0,055	3,0	40,0	1,0	0,040	-1,4	40,2	1,0	0,048
-6,9	39,8	1,1	0,039	-0,2	39,9	1,0	0,054	3,1	40,0	1,0	0,040	-1,3	40,2	1,0	0,049
-6,8	39,8	1,2	0,038	-0,1	39,9	1,0	0,053	3,2	40,0	1,0	0,040	-1,2	40,2	1,0	0,051
-1,7	39,8	1,0	0,039	0,0	39,9	1,0	0,052	3,3	40,0	1,0	0,040	-1,1	40,2	1,0	0,049
-1,6	39,8	1,0	0,042	0,1	39,9	1,0	0,050	3,4	40,0	1,0	0,040	-1,0	40,2	1,0	0,047
-1,5	39,8	1,0	0,045	0,2	39,9	1,0	0,049	3,7	40,0	1,0	0,040	-0,9	40,2	1,0	0,046
-1,4	39,8	1,0	0,047	0,3	39,9	1,0	0,047	3,8	40,0	1,0	0,040	-0,8	40,2	1,0	0,045
-1,3	39,8	1,0	0,050	0,4	39,9	1,0	0,044	3,9	40,0	1,0	0,040	-0,7	40,2	1,0	0,044
-1,2	39,8	1,0	0,052	0,5	39,9	1,0	0,041	4,0	40,0	1,0	0,040	-0,6	40,2	1,0	0,044
-1,1	39,8	1,0	0,054	0,6	39,9	1,0	0,038	4,1	40,0	1,0	0,040	-0,5	40,2	1,0	0,044
-1,0	39,8	1,0	0,056	0,7	39,9	1,0	0,034	4,2	40,0	1,0	0,040	-0,4	40,2	1,0	0,044
-0,9	39,8	1,0	0,058	2,4	39,9	1,0	0,040	4,3	40,0	1,0	0,040	-0,3	40,2	1,0	0,044
-0,8	39,8	1,0	0,059	2,5	39,9	1,0	0,040	4,4	40,0	1,0	0,040	-0,2	40,2	1,0	0,044
-0,7	39,8	1,0	0,061	2,6	39,9	1,0	0,040	-7,1	40,1	1,0	0,041	-0,1	40,2	1,0	0,044
-0,6	39,8	1,0	0,061	2,7	39,9	1,0	0,040	-7,0	40,1	1,0	0,039	0,0	40,2	1,0	0,044
-0,5	39,8	1,0	0,062	2,8	39,9	1,0	0,040	-1,9	40,1	1,0	0,038	0,1	40,2	1,0	0,044
-0,4	39,8	1,0	0,062	2,9	39,9	1,0	0,040	-1,8	40,1	1,0	0,040	0,2	40,2	1,0	0,043
-0,3	39,8	1,0	0,062	3,0	39,9	1,0	0,040	-1,7	40,1	1,0	0,042	0,3	40,2	1,0	0,042
-0,2	39,8	1,0	0,060	3,1	39,9	1,0	0,040	-1,6	40,1	1,0	0,044	0,4	40,2	1,0	0,041
-0,1	39,8	1,0	0,059	3,2	39,9	1,0	0,040	-1,5	40,1	1,0	0,046	0,5	40,2	1,0	0,040
0,0	39,8	1,0	0,057	3,3	39,9	1,0	0,040	-1,4	40,1	1,0	0,048	0,6	40,2	1,0	0,039
0,1	39,8	1,0	0,055	3,4	39,9	1,0	0,040	-1,3	40,1	1,0	0,051	0,7	40,2	1,0	0,038
0,2	39,8	1,0	0,052	3,5	39,9	1,0	0,040	-1,2	40,1	1,0	0,051	0,8	40,2	1,0	0,035
0,3	39,8	1,0	0,049	3,6	39,9	1,0	0,040	-1,1	40,1	1,0	0,049	0,9	40,2	1,0	0,033
0,4	39,8	1,0	0,046	3,7	39,9	1,0	0,040	-1,0	40,1	1,0	0,048	3,7	40,2	1,0	0,040
0,5	39,8	1,0	0,042	3,8	39,9	1,0	0,040	-0,9	40,1	1,0	0,047	3,8	40,2	1,0	0,040
2,3	39,8	1,0	0,040	3,9	39,9	1,0	0,040	-0,8	40,1	1,0	0,047	3,9	40,2	1,0	0,040
2,4	39,8	1,0	0,040	4,0	39,9	1,0	0,040	-0,7	40,1	1,0	0,047	4,0	40,2	1,0	0,040
2,5	39,8	1,0	0,040	4,1	39,9	1,0	0,040	-0,6	40,1	1,0	0,047	4,1	40,2	1,0	0,040
2,6	39,8	1,0	0,040	4,2	39,9	1,0	0,040	-0,5	40,1	1,0	0,047	4,2	40,2	1,0	0,040
2,7	39,8	1,0	0,040	4,3	39,9	1,0	0,040	-0,4	40,1	1,0	0,047	4,3	40,2	1,0	0,040
2,8	39,8	1,0	0,040	4,4	39,9	1,0	0,040	-0,3	40,1	1,0	0,047	-7,1	40,3	1,0	0,041
2,9	39,8	1,0	0,040	-1,9	40,0	1,0	0,037	-0,2	40,1	1,0	0,047	-7,0	40,3	1,0	0,040
3,0	39,8	1,0	0,041	-1,8	40,0	1,0	0,039	-0,1	40,1	1,0	0,047	-1,9	40,3	1,0	0,039
3,1	39,8	1,0	0,040	-1,7	40,0	1,0	0,041	0,0	40,1	1,0	0,046	-1,8	40,3	1,0	0,040
3,2	39,8	1,0	0,040	-1,6	40,0	1,0	0,043	0,1	40,1	1,0	0,045	-1,7	40,3	1,0	0,042
3,3	39,8	1,0	0,040	-1,5	40,0	1,0	0,046	0,2	40,1	1,0	0,044	-1,6	40,3	1,0	0,044
3,4	39,8	1,0	0,040	-1,4	40,0	1,0	0,048	0,3	40,1	1,0	0,043	-1,5	40,3	1,0	0,045
3,5	39,8	1,0	0,040	-1,3	40,0	1,0	0,051	0,4	40,1	1,0	0,042	-1,4	40,3	1,0	0,046
3,7	39,8	1,0	0,040	-1,2	40,0	1,0	0,051	0,5	40,1	1,0	0,040	-1,3	40,3	1,0	0,047
3,9	39,8	1,0	0,040	-1,1	40,0	1,0	0,050	0,6	40,1	1,0	0,039	-1,2	40,3	1,0	0,049
4,1	39,8	1,0	0,040	-1,0	40,0	1,0	0,049	0,7	40,1	1,0	0,036	-1,1	40,3	1,0	0,049
4,2	39,8	1,0	0,040	-0,9	40,0	1,0	0,049	0,8	40,1	1,0	0,033	-1,0	40,3	1,0	0,047
4,3	39,8	1,0	0,040	-0,8	40,0	1,0	0,049	2,9	40,1	1,0	0,040	-0,9	40,3	1,0	0,045
4,4	39,8	1,0	0,040	-0,7	40,0	1,0	0,050	3,0	40,1	1,0	0,040	-0,8	40,3	1,0	0,044
-7,0	39,9	1,1	0,040	-0,6	40,0	1,0	0,050	3,1	40,1	1,0	0,040	-0,7	40,3	1,0	0,043
-6,9	39,9	1,1	0,038	-0,5	40,0	1,0	0,051	3,2	40,1	1,0	0,040	-0,6	40,3	1,0	0,042
-1,8	39,9	1,0	0,037	-0,4	40,0	1,0	0,051	3,3	40,1	1,0	0,040	-0,5	40,3	1,0	0,042
-1,7	39,9	1,0	0,040	-0,3	40,0	1,0	0,051	3,7	40,1	1,0	0,040	-0,4	40,3	1,0	0,042
-1,6	39,9	1,0	0,042	-0,2	40,0	1,0	0,050	3,8	40,1	1,0	0,040	-0,3	40,3	1,0	0,042
-1,5	39,9	1,0	0,045	-0,1	40,0	1,0	0,049	3,9	40,1	1,0	0,040	-0,2	40,3	1,0	0,043
-1,4	39,9	1,0	0,047	0,0	40,0	1,0	0,049	4,0	40,1	1,0	0,040	-0,1	40,3	1,0	0,043
-1,3	39,9	1,0	0,050	0,1	40,0	1,0	0,048	4,1	40,1	1,0	0,040	0,0	40,3	1,0	0,043
-1,2	39,9	1,0	0,051	0,2	40,0	1,0	0,046	4,2	40,1	1,0	0,040	0,1	40,3	1,0	0,043
-1,1	39,9	1,0	0,052	0,3	40,0	1,0	0,045	4,3	40,1	1,0	0,040	0,2	40,3	1,0	0,042
-1,0	39,9	1,0	0,053	0,4	40,0	1,0	0,043	4,4	40,1	1,0	0,040	0,3	40,3	1,0	0,042
-0,9	39,9	1,0	0,053	0,5	40,0	1,0	0,040	-7,0	40,2	1,0	0,039	0,4	40,3	1,0	0,042
-0,8	39,9	1,0	0,054	0,6	40,0	1,0	0,038	-1,9	40,2	1,0	0,038	0,5	40,3	1,0	0,041
-0,7	39,9	1,0	0,054	2,6	40,0	1,0	0,040	-1,8	40,2	1,0	0,040	0,6	40,3	1,0	0,040
-0,6	39,9	1,0	0,055	2,7	40,0	1,0	0,040	-1,7	40,2	1,0	0,042	0,7	40,3	1,0	0,039

Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}
0,8	40,3	1,0	0,038	0,4	40,5	1,0	0,044	0,1	40,7	1,0	0,041	-1,3	40,9	1,0	0,039
0,9	40,3	1,0	0,036	0,5	40,5	1,0	0,045	0,2	40,7	1,0	0,042	-1,2	40,9	1,0	0,039
1,1	40,3	1,0	0,030	0,6	40,5	1,0	0,045	0,3	40,7	1,0	0,043	-1,1	40,9	1,0	0,039
-2,0	40,4	1,0	0,038	0,7	40,5	1,0	0,045	0,4	40,7	1,0	0,044	-1,0	40,9	1,0	0,038
-1,9	40,4	1,0	0,039	0,8	40,5	1,0	0,044	0,5	40,7	1,0	0,047	-0,9	40,9	1,0	0,037
-1,8	40,4	1,0	0,041	0,9	40,5	1,0	0,043	0,6	40,7	1,0	0,046	0,2	40,9	1,0	0,037
-1,7	40,4	1,0	0,042	1,0	40,5	1,0	0,041	0,7	40,7	1,0	0,048	0,3	40,9	1,0	0,040
-1,6	40,4	1,0	0,043	1,1	40,5	1,0	0,039	0,8	40,7	1,0	0,046	0,4	40,9	1,0	0,043
-1,5	40,4	1,0	0,044	1,2	40,5	1,0	0,036	0,9	40,7	1,0	0,046	0,5	40,9	1,0	0,047
-1,4	40,4	1,0	0,045	1,3	40,5	1,0	0,033	1,0	40,7	1,0	0,048	0,6	40,9	1,0	0,048
-1,3	40,4	1,0	0,046	1,4	40,5	1,0	0,031	1,1	40,7	1,0	0,047	0,7	40,9	1,0	0,050
-1,2	40,4	1,0	0,047	-6,8	40,6	1,0	0,038	1,2	40,7	1,0	0,046	0,8	40,9	1,0	0,051
-1,1	40,4	1,0	0,048	-6,7	40,6	1,0	0,035	1,3	40,7	1,0	0,045	0,9	40,9	1,0	0,053
-1,0	40,4	1,0	0,046	-2,0	40,6	1,0	0,038	1,4	40,7	1,0	0,044	1,0	40,9	1,0	0,052
-0,9	40,4	1,0	0,044	-1,9	40,6	1,0	0,040	1,8	40,7	1,0	0,036	1,1	40,9	1,0	0,052
-0,8	40,4	1,0	0,043	-1,8	40,6	1,0	0,040	-6,8	40,8	1,0	0,042	1,2	40,9	1,0	0,053
-0,7	40,4	1,0	0,042	-1,7	40,6	1,0	0,041	-6,7	40,8	1,0	0,040	1,3	40,9	1,0	0,054
-0,6	40,4	1,0	0,041	-1,6	40,6	1,0	0,041	-6,6	40,8	1,0	0,038	1,4	40,9	1,0	0,055
-0,5	40,4	1,0	0,040	-1,5	40,6	1,0	0,042	-2,0	40,8	1,0	0,036	1,5	40,9	1,0	0,056
-0,4	40,4	1,0	0,041	-1,4	40,6	1,0	0,044	-1,9	40,8	1,0	0,037	1,6	40,9	1,0	0,057
-0,3	40,4	1,0	0,041	-1,3	40,6	1,0	0,045	-1,8	40,8	1,0	0,040	1,7	40,9	1,0	0,055
-0,2	40,4	1,0	0,041	-1,2	40,6	1,0	0,046	-1,7	40,8	1,0	0,040	1,8	40,9	1,0	0,052
-0,1	40,4	1,0	0,042	-1,1	40,6	1,0	0,047	-1,6	40,8	1,0	0,041	1,9	40,9	1,0	0,050
0,0	40,4	1,0	0,042	-1,0	40,6	1,0	0,046	-1,5	40,8	1,0	0,041	2,0	40,9	1,0	0,048
0,1	40,4	1,0	0,042	-0,9	40,6	1,0	0,043	-1,4	40,8	1,0	0,041	2,1	40,9	1,0	0,047
0,2	40,4	1,0	0,042	-0,8	40,6	1,0	0,041	-1,3	40,8	1,0	0,042	2,2	40,9	1,0	0,045
0,3	40,4	1,0	0,042	-0,7	40,6	1,0	0,040	-1,2	40,8	1,0	0,042	2,3	40,9	1,0	0,043
0,4	40,4	1,0	0,043	-0,6	40,6	1,0	0,038	-1,1	40,8	1,0	0,042	2,4	40,9	1,0	0,042
0,5	40,4	1,0	0,043	-0,2	40,6	1,0	0,038	-1,0	40,8	1,0	0,041	2,6	40,9	1,0	0,040
0,6	40,4	1,0	0,042	-0,1	40,6	1,0	0,039	-0,9	40,8	1,0	0,039	-6,9	41,0	1,0	0,046
0,7	40,4	1,0	0,042	0,0	40,6	1,0	0,040	-0,8	40,8	1,0	0,038	-6,8	41,0	1,0	0,045
0,8	40,4	1,0	0,041	0,1	40,6	1,0	0,042	0,0	40,8	1,0	0,035	-6,7	41,0	1,0	0,043
0,9	40,4	1,0	0,039	0,2	40,6	1,0	0,043	0,1	40,8	1,0	0,037	-6,6	41,0	1,0	0,041
1,0	40,4	1,0	0,037	0,3	40,6	1,0	0,044	0,2	40,8	1,0	0,040	-6,5	41,0	1,0	0,039
1,1	40,4	1,0	0,034	0,4	40,6	1,0	0,045	0,3	40,8	1,0	0,042	-6,4	41,0	1,0	0,037
1,3	40,4	1,0	0,029	0,5	40,6	1,0	0,046	0,4	40,8	1,0	0,044	-1,6	41,0	1,0	0,037
-6,9	40,5	1,0	0,040	0,6	40,6	1,0	0,046	0,5	40,8	1,0	0,046	-1,5	41,0	1,0	0,037
-6,8	40,5	1,0	0,037	0,7	40,6	1,0	0,046	0,6	40,8	1,0	0,048	-1,4	41,0	1,0	0,039
-2,0	40,5	1,0	0,038	0,8	40,6	1,0	0,046	0,7	40,8	1,0	0,049	-1,3	41,0	1,0	0,039
-1,9	40,5	1,0	0,040	0,9	40,6	1,0	0,046	0,8	40,8	1,0	0,049	0,2	41,0	1,0	0,033
-1,8	40,5	1,0	0,041	1,0	40,6	1,0	0,045	0,9	40,8	1,0	0,050	0,3	41,0	1,0	0,036
-1,7	40,5	1,0	0,042	1,1	40,6	1,0	0,044	1,0	40,8	1,0	0,050	0,4	41,0	1,0	0,040
-1,6	40,5	1,0	0,043	1,2	40,6	1,0	0,042	1,1	40,8	1,0	0,050	0,5	41,0	1,0	0,044
-1,5	40,5	1,0	0,044	1,3	40,6	1,0	0,039	1,2	40,8	1,0	0,051	0,6	41,0	1,0	0,047
-1,4	40,5	1,0	0,044	-6,8	40,7	1,0	0,040	1,3	40,8	1,0	0,050	0,7	41,0	1,0	0,051
-1,3	40,5	1,0	0,046	-6,7	40,7	1,0	0,038	1,4	40,8	1,0	0,049	0,8	41,0	1,0	0,053
-1,2	40,5	1,0	0,047	-2,0	40,7	1,0	0,038	1,5	40,8	1,0	0,050	0,9	41,0	1,0	0,054
-1,1	40,5	1,0	0,048	-1,9	40,7	1,0	0,040	1,6	40,8	1,0	0,049	1,0	41,0	1,0	0,055
-1,0	40,5	1,0	0,047	-1,8	40,7	1,0	0,040	1,7	40,8	1,0	0,047	1,1	41,0	1,0	0,056
-0,9	40,5	1,0	0,044	-1,7	40,7	1,0	0,041	1,8	40,8	1,0	0,044	1,2	41,0	1,0	0,056
-0,8	40,5	1,0	0,042	-1,6	40,7	1,0	0,041	2,3	40,8	1,0	0,037	1,3	41,0	1,0	0,057
-0,7	40,5	1,0	0,040	-1,5	40,7	1,0	0,042	-7,0	40,9	1,0	0,047	1,4	41,0	1,0	0,058
-0,6	40,5	1,0	0,040	-1,4	40,7	1,0	0,042	-6,9	40,9	1,0	0,045	1,5	41,0	1,0	0,059
-0,5	40,5	1,0	0,039	-1,3	40,7	1,0	0,042	-6,8	40,9	1,0	0,043	1,6	41,0	1,0	0,060
-0,4	40,5	1,0	0,039	-1,2	40,7	1,0	0,045	-6,7	40,9	1,0	0,042	1,7	41,0	1,0	0,059
-0,3	40,5	1,0	0,039	-1,1	40,7	1,0	0,045	-6,6	40,9	1,0	0,039	1,8	41,0	1,0	0,058
-0,2	40,5	1,0	0,040	-1,0	40,7	1,0	0,044	-6,5	40,9	1,0	0,038	1,9	41,0	1,0	0,058
-0,1	40,5	1,0	0,041	-0,9	40,7	1,0	0,041	-1,8	40,9	1,0	0,037	2,0	41,0	1,0	0,057
0,0	40,5	1,0	0,041	-0,8	40,7	1,0	0,039	-1,7	40,9	1,0	0,037	2,1	41,0	1,0	0,057
0,1	40,5	1,0	0,042	-0,7	40,7	1,0	0,038	-1,6	40,9	1,0	0,040	2,2	41,0	1,0	0,055
0,2	40,5	1,0	0,042	-0,1	40,7	1,0	0,038	-1,5	40,9	1,0	0,040	2,3	41,0	1,0	0,053
0,3	40,5	1,0	0,043	0,0	40,7	1,0	0,039	-1,4	40,9	1,0	0,040	2,4	41,0	1,0	0,051

Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}
2,5	41,0	1,0	0,049	1,9	41,2	1,0	0,067	-6,0	41,4	1,0	0,038	-1,9	41,5	1,0	0,042
2,6	41,0	1,0	0,047	2,0	41,2	1,0	0,069	-5,8	41,4	1,0	0,035	-1,8	41,5	1,0	0,041
2,8	41,0	1,0	0,044	2,1	41,2	1,0	0,071	-2,8	41,4	1,0	0,034	-1,7	41,5	1,0	0,041
-7,0	41,1	1,0	0,049	2,2	41,2	1,0	0,074	-2,5	41,4	1,0	0,039	-1,6	41,5	1,0	0,040
-6,9	41,1	1,0	0,046	2,3	41,2	1,0	0,076	-2,4	41,4	1,0	0,040	-1,5	41,5	1,0	0,042
-6,8	41,1	1,0	0,045	2,4	41,2	1,0	0,076	-2,3	41,4	1,0	0,041	0,7	41,5	1,0	0,035
-6,7	41,1	1,0	0,044	2,5	41,2	1,0	0,076	-2,2	41,4	1,0	0,041	0,8	41,5	1,0	0,037
-6,6	41,1	1,0	0,042	2,6	41,2	1,0	0,074	-2,1	41,4	1,0	0,040	0,9	41,5	1,0	0,040
-6,5	41,1	1,0	0,041	2,7	41,2	1,0	0,070	-2,0	41,4	1,0	0,041	1,0	41,5	1,0	0,043
-6,4	41,1	1,0	0,039	2,8	41,2	1,0	0,066	-1,9	41,4	1,0	0,040	1,1	41,5	1,0	0,046
-6,3	41,1	1,0	0,037	2,9	41,2	1,0	0,061	-1,8	41,4	1,0	0,041	1,2	41,5	1,0	0,049
0,3	41,1	1,0	0,032	3,0	41,2	1,0	0,059	-1,7	41,4	1,0	0,041	1,3	41,5	1,0	0,052
0,4	41,1	1,0	0,036	3,3	41,2	1,0	0,048	-1,6	41,4	1,0	0,040	1,4	41,5	1,0	0,055
0,5	41,1	1,0	0,040	-6,8	41,3	1,0	0,048	-1,5	41,4	1,0	0,039	1,5	41,5	1,0	0,059
0,6	41,1	1,0	0,045	-6,7	41,3	1,0	0,047	-1,4	41,4	1,0	0,039	1,6	41,5	1,0	0,063
0,7	41,1	1,0	0,049	-6,6	41,3	1,0	0,045	0,6	41,4	1,0	0,034	1,7	41,5	1,0	0,067
0,8	41,1	1,0	0,052	-6,5	41,3	1,0	0,044	0,7	41,4	1,0	0,037	1,8	41,5	1,0	0,072
0,9	41,1	1,0	0,054	-6,4	41,3	1,0	0,042	0,8	41,4	1,0	0,040	1,9	41,5	1,0	0,078
1,0	41,1	1,0	0,056	-6,3	41,3	1,0	0,041	0,9	41,4	1,0	0,044	2,0	41,5	1,0	0,084
1,1	41,1	1,0	0,057	-6,2	41,3	1,0	0,039	1,0	41,4	1,0	0,048	2,1	41,5	1,0	0,089
1,2	41,1	1,0	0,058	-6,1	41,3	1,0	0,038	1,1	41,4	1,0	0,051	2,2	41,5	1,0	0,092
1,3	41,1	1,0	0,059	-6,0	41,3	1,0	0,037	1,2	41,4	1,0	0,054	2,3	41,5	1,0	0,094
1,4	41,1	1,0	0,060	-2,5	41,3	1,0	0,035	1,3	41,4	1,0	0,057	2,4	41,5	1,0	0,096
1,5	41,1	1,0	0,061	-1,8	41,3	1,0	0,040	1,4	41,4	1,0	0,059	2,5	41,5	1,0	0,098
1,6	41,1	1,0	0,061	-1,7	41,3	1,0	0,041	1,5	41,4	1,0	0,062	2,6	41,5	1,0	0,100
1,7	41,1	1,0	0,062	-1,6	41,3	1,0	0,040	1,6	41,4	1,0	0,065	2,7	41,5	1,0	0,100
1,8	41,1	1,0	0,062	-1,5	41,3	1,0	0,040	1,7	41,4	1,0	0,068	2,8	41,5	1,0	0,101
1,9	41,1	1,0	0,063	0,5	41,3	1,0	0,033	1,8	41,4	1,0	0,070	2,9	41,5	1,0	0,102
2,0	41,1	1,0	0,063	0,6	41,3	1,0	0,036	1,9	41,4	1,0	0,074	3,0	41,5	1,0	0,100
2,1	41,1	1,0	0,064	0,7	41,3	1,0	0,040	2,0	41,4	1,0	0,080	3,1	41,5	1,0	0,096
2,2	41,1	1,0	0,065	0,8	41,3	1,0	0,045	2,1	41,4	1,0	0,084	3,2	41,5	1,0	0,091
2,3	41,1	1,0	0,065	0,9	41,3	1,0	0,049	2,2	41,4	1,0	0,087	3,3	41,5	1,0	0,085
2,4	41,1	1,0	0,065	1,0	41,3	1,0	0,053	2,3	41,4	1,0	0,089	3,4	41,5	1,0	0,080
2,5	41,1	1,0	0,063	1,1	41,3	1,0	0,056	2,4	41,4	1,0	0,090	3,5	41,5	1,0	0,075
2,6	41,1	1,0	0,060	1,2	41,3	1,0	0,058	2,5	41,4	1,0	0,091	3,6	41,5	1,0	0,070
2,7	41,1	1,0	0,056	1,3	41,3	1,0	0,059	2,6	41,4	1,0	0,091	3,7	41,5	1,0	0,064
2,8	41,1	1,0	0,053	1,4	41,3	1,0	0,061	2,7	41,4	1,0	0,091	3,8	41,5	1,0	0,057
3,0	41,1	1,0	0,048	1,5	41,3	1,0	0,063	2,8	41,4	1,0	0,090	-6,6	41,6	1,0	0,045
-6,7	41,2	1,0	0,045	1,6	41,3	1,0	0,065	2,9	41,4	1,0	0,089	-6,4	41,6	1,0	0,044
-6,6	41,2	1,0	0,044	1,7	41,3	1,0	0,067	3,0	41,4	1,0	0,088	-6,3	41,6	1,0	0,044
-6,5	41,2	1,0	0,043	1,8	41,3	1,0	0,068	3,1	41,4	1,0	0,085	-6,2	41,6	1,0	0,043
-6,4	41,2	1,0	0,041	1,9	41,3	1,0	0,071	3,2	41,4	1,0	0,081	-6,1	41,6	1,0	0,043
-6,3	41,2	1,0	0,039	2,0	41,3	1,0	0,074	3,3	41,4	1,0	0,075	-6,0	41,6	1,0	0,043
-6,2	41,2	1,0	0,037	2,1	41,3	1,0	0,079	3,4	41,4	1,0	0,070	-5,9	41,6	1,0	0,041
-1,8	41,2	1,0	0,039	2,2	41,3	1,0	0,082	3,5	41,4	1,0	0,063	-5,8	41,6	1,0	0,038
-1,7	41,2	1,0	0,039	2,3	41,3	1,0	0,084	3,7	41,4	1,0	0,050	-3,2	41,6	1,0	0,037
-1,6	41,2	1,0	0,038	2,4	41,3	1,0	0,084	-6,3	41,5	1,0	0,043	-3,1	41,6	1,0	0,040
0,4	41,2	1,0	0,033	2,5	41,3	1,0	0,085	-6,2	41,5	1,0	0,043	-3,0	41,6	1,0	0,041
0,5	41,2	1,0	0,036	2,6	41,3	1,0	0,084	-6,1	41,5	1,0	0,043	-2,9	41,6	1,0	0,042
0,6	41,2	1,0	0,040	2,7	41,3	1,0	0,082	-6,0	41,5	1,0	0,042	-2,8	41,6	1,0	0,043
0,7	41,2	1,0	0,045	2,8	41,3	1,0	0,079	-5,9	41,5	1,0	0,040	-2,7	41,6	1,0	0,044
0,8	41,2	1,0	0,049	2,9	41,3	1,0	0,075	-5,8	41,5	1,0	0,037	-2,6	41,6	1,0	0,045
0,9	41,2	1,0	0,053	3,0	41,3	1,0	0,072	-3,1	41,5	1,0	0,035	-2,5	41,6	1,0	0,045
1,0	41,2	1,0	0,056	3,1	41,3	1,0	0,071	-2,8	41,5	1,0	0,040	-2,4	41,6	1,0	0,045
1,1	41,2	1,0	0,058	3,2	41,3	1,0	0,066	-2,7	41,5	1,0	0,041	-2,3	41,6	1,0	0,046
1,2	41,2	1,0	0,059	3,3	41,3	1,0	0,061	-2,6	41,5	1,0	0,042	-2,2	41,6	1,0	0,046
1,3	41,2	1,0	0,060	3,5	41,3	1,0	0,049	-2,5	41,5	1,0	0,043	-2,1	41,6	1,0	0,047
1,4	41,2	1,0	0,061	-6,5	41,4	1,0	0,044	-2,4	41,5	1,0	0,043	-2,0	41,6	1,0	0,047
1,5	41,2	1,0	0,062	-6,4	41,4	1,0	0,043	-2,3	41,5	1,0	0,043	-1,9	41,6	1,0	0,046
1,6	41,2	1,0	0,063	-6,3	41,4	1,0	0,042	-2,2	41,5	1,0	0,044	-1,8	41,6	1,0	0,043
1,7	41,2	1,0	0,064	-6,2	41,4	1,0	0,041	-2,1	41,5	1,0	0,043	-1,7	41,6	1,0	0,044
1,8	41,2	1,0	0,065	-6,1	41,4	1,0	0,040	-2,0	41,5	1,0	0,043	-1,6	41,6	1,0	0,043

Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}
-1,5	41,6	1,0	0,041	1,5	41,7	1,0	0,052	1,0	41,8	1,0	0,041	-2,5	41,9	1,0	0,051
0,8	41,6	1,0	0,036	1,6	41,7	1,0	0,055	1,1	41,8	1,0	0,042	-2,4	41,9	1,0	0,057
0,9	41,6	1,0	0,038	1,7	41,7	1,0	0,060	1,2	41,8	1,0	0,044	-2,3	41,9	1,0	0,057
1,0	41,6	1,0	0,040	1,8	41,7	1,0	0,065	1,3	41,8	1,0	0,046	-2,2	41,9	1,0	0,062
1,1	41,6	1,0	0,042	1,9	41,7	1,0	0,072	1,4	41,8	1,0	0,048	-2,1	41,9	1,0	0,061
1,2	41,6	1,0	0,045	2,0	41,7	1,0	0,080	1,5	41,8	1,0	0,051	-2,0	41,9	1,0	0,059
1,3	41,6	1,0	0,047	2,1	41,7	1,0	0,088	1,6	41,8	1,0	0,054	-1,9	41,9	1,0	0,055
1,4	41,6	1,0	0,050	2,2	41,7	1,0	0,094	1,7	41,8	1,0	0,058	-1,8	41,9	1,0	0,050
1,5	41,6	1,0	0,054	2,3	41,7	1,0	0,099	1,8	41,8	1,0	0,062	-1,7	41,9	1,0	0,046
1,6	41,6	1,0	0,058	2,4	41,7	1,0	0,102	1,9	41,8	1,0	0,068	-1,6	41,9	1,0	0,042
1,7	41,6	1,0	0,063	2,5	41,7	1,0	0,107	2,0	41,8	1,0	0,074	0,0	41,9	1,0	0,034
1,8	41,6	1,0	0,069	2,6	41,7	1,0	0,111	2,1	41,8	1,0	0,082	0,3	41,9	1,0	0,037
1,9	41,6	1,0	0,077	2,7	41,7	1,0	0,114	2,2	41,8	1,0	0,090	0,4	41,9	1,0	0,039
2,0	41,6	1,0	0,084	2,8	41,7	1,0	0,114	2,3	41,8	1,0	0,097	0,5	41,9	1,0	0,040
2,1	41,6	1,0	0,090	2,9	41,7	1,0	0,114	2,4	41,8	1,0	0,104	0,6	41,9	1,0	0,041
2,2	41,6	1,0	0,094	3,0	41,7	1,0	0,112	2,5	41,8	1,0	0,109	0,7	41,9	1,0	0,042
2,3	41,6	1,0	0,097	3,1	41,7	1,0	0,108	2,6	41,8	1,0	0,114	0,8	41,9	1,0	0,043
2,4	41,6	1,0	0,100	3,2	41,7	1,0	0,104	2,7	41,8	1,0	0,117	0,9	41,9	1,0	0,043
2,5	41,6	1,0	0,102	3,3	41,7	1,0	0,099	2,8	41,8	1,0	0,117	1,0	41,9	1,0	0,044
2,6	41,6	1,0	0,105	3,4	41,7	1,0	0,092	2,9	41,8	1,0	0,115	1,1	41,9	1,0	0,045
2,7	41,6	1,0	0,107	3,5	41,7	1,0	0,086	3,0	41,8	1,0	0,112	1,2	41,9	1,0	0,047
2,8	41,6	1,0	0,109	3,6	41,7	1,0	0,081	3,1	41,8	1,0	0,109	1,3	41,9	1,0	0,048
2,9	41,6	1,0	0,109	3,7	41,7	1,0	0,077	3,2	41,8	1,0	0,105	1,4	41,9	1,0	0,051
3,0	41,6	1,0	0,108	3,8	41,7	1,0	0,072	3,3	41,8	1,0	0,101	1,5	41,9	1,0	0,054
3,1	41,6	1,0	0,104	-9,2	41,8	1,0	0,061	3,4	41,8	1,0	0,096	1,6	41,9	1,0	0,057
3,2	41,6	1,0	0,099	-8,9	41,8	1,0	0,071	3,5	41,8	1,0	0,090	1,7	41,9	1,0	0,060
3,3	41,6	1,0	0,091	-8,7	41,8	1,0	0,073	3,6	41,8	1,0	0,084	1,8	41,9	1,0	0,064
3,4	41,6	1,0	0,086	-8,3	41,8	1,0	0,069	3,7	41,8	1,0	0,079	1,9	41,9	1,0	0,068
3,5	41,6	1,0	0,081	-8,1	41,8	1,0	0,063	-9,5	41,9	1,0	0,039	2,0	41,9	1,0	0,074
3,6	41,6	1,0	0,077	-7,8	41,8	1,0	0,054	-9,2	41,9	1,0	0,064	2,1	41,9	1,0	0,081
3,7	41,6	1,0	0,073	-7,6	41,8	1,0	0,050	-9,1	41,9	1,0	0,066	2,2	41,9	1,0	0,089
-6,5	41,7	1,0	0,045	-7,3	41,8	1,0	0,050	-9,0	41,9	1,0	0,068	2,3	41,9	1,0	0,097
-6,4	41,7	1,0	0,044	-7,1	41,8	1,0	0,047	-8,9	41,9	1,0	0,070	2,4	41,9	1,0	0,105
-6,3	41,7	1,0	0,044	-6,5	41,8	1,0	0,044	-8,8	41,9	1,0	0,073	2,5	41,9	1,0	0,113
-6,2	41,7	1,0	0,044	-6,4	41,8	1,0	0,044	-8,7	41,9	1,0	0,073	2,6	41,9	1,0	0,117
-6,1	41,7	1,0	0,044	-6,3	41,8	1,0	0,043	-8,6	41,9	1,0	0,073	2,7	41,9	1,0	0,119
-6,0	41,7	1,0	0,043	-6,2	41,8	1,0	0,042	-8,2	41,9	1,0	0,064	2,8	41,9	1,0	0,118
-5,9	41,7	1,0	0,041	-6,1	41,8	1,0	0,042	-8,1	41,9	1,0	0,062	2,9	41,9	1,0	0,115
-5,8	41,7	1,0	0,039	-6,0	41,8	1,0	0,041	-8,0	41,9	1,0	0,061	3,0	41,9	1,0	0,113
-3,1	41,7	1,0	0,041	-5,9	41,8	1,0	0,040	-7,9	41,9	1,0	0,058	3,1	41,9	1,0	0,110
-3,0	41,7	1,0	0,042	-5,8	41,8	1,0	0,038	-7,8	41,9	1,0	0,055	3,2	41,9	1,0	0,106
-2,9	41,7	1,0	0,044	-3,1	41,8	1,0	0,040	-7,7	41,9	1,0	0,052	3,3	41,9	1,0	0,102
-2,8	41,7	1,0	0,045	-3,0	41,8	1,0	0,042	-7,6	41,9	1,0	0,050	3,4	41,9	1,0	0,098
-2,7	41,7	1,0	0,045	-2,9	41,8	1,0	0,043	-7,5	41,9	1,0	0,049	3,5	41,9	1,0	0,093
-2,6	41,7	1,0	0,046	-2,8	41,8	1,0	0,044	-7,4	41,9	1,0	0,050	3,6	41,9	1,0	0,087
-2,5	41,7	1,0	0,047	-2,7	41,8	1,0	0,045	-7,3	41,9	1,0	0,049	3,7	41,9	1,0	0,080
-2,4	41,7	1,0	0,048	-2,6	41,8	1,0	0,047	-7,2	41,9	1,0	0,048	3,8	41,9	1,0	0,073
-2,3	41,7	1,0	0,049	-2,5	41,8	1,0	0,049	-7,1	41,9	1,0	0,047	-9,6	42,0	1,0	0,038
-2,2	41,7	1,0	0,052	-2,4	41,8	1,0	0,050	-6,6	41,9	1,0	0,044	-9,5	42,0	1,0	0,042
-2,1	41,7	1,0	0,051	-2,3	41,8	1,0	0,054	-6,5	41,9	1,0	0,043	-9,4	42,0	1,0	0,049
-2,0	41,7	1,0	0,050	-2,2	41,8	1,0	0,055	-6,4	41,9	1,0	0,043	-9,3	42,0	1,0	0,058
-1,9	41,7	1,0	0,049	-2,1	41,8	1,0	0,055	-6,3	41,9	1,0	0,043	-9,2	42,0	1,0	0,064
-1,8	41,7	1,0	0,047	-2,0	41,8	1,0	0,053	-6,2	41,9	1,0	0,042	-9,1	42,0	1,0	0,067
-1,7	41,7	1,0	0,045	-1,9	41,8	1,0	0,051	-6,1	41,9	1,0	0,042	-9,0	42,0	1,0	0,068
-1,6	41,7	1,0	0,043	-1,8	41,8	1,0	0,048	-6,0	41,9	1,0	0,040	-8,9	42,0	1,0	0,069
-1,5	41,7	1,0	0,041	-1,7	41,8	1,0	0,045	-5,9	41,9	1,0	0,039	-8,8	42,0	1,0	0,070
0,9	41,7	1,0	0,038	-1,6	41,8	1,0	0,042	-3,1	41,9	1,0	0,041	-8,7	42,0	1,0	0,071
1,0	41,7	1,0	0,040	-1,5	41,8	1,0	0,039	-3,0	41,9	1,0	0,042	-8,6	42,0	1,0	0,071
1,1	41,7	1,0	0,042	-1,4	41,8	1,0	0,036	-2,9	41,9	1,0	0,044	-8,3	42,0	1,0	0,066
1,2	41,7	1,0	0,044	0,4	41,8	1,0	0,034	-2,8	41,9	1,0	0,045	-8,2	42,0	1,0	0,063
1,3	41,7	1,0	0,046	0,5	41,8	1,0	0,035	-2,7	41,9	1,0	0,048	-8,1	42,0	1,0	0,062
1,4	41,7	1,0	0,048	0,9	41,8	1,0	0,040	-2,6	41,9	1,0	0,049	-8,0	42,0	1,0	0,060

Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}
-7,9	42,0	1,0	0,058	2,0	42,0	1,0	0,079	-2,5	42,1	1,0	0,061	-9,3	42,2	1,0	0,059
-7,8	42,0	1,0	0,056	2,1	42,0	1,0	0,085	-2,4	42,1	1,0	0,064	-9,2	42,2	1,0	0,064
-7,7	42,0	1,0	0,053	2,2	42,0	1,0	0,092	-2,3	42,1	1,0	0,069	-9,1	42,2	1,0	0,066
-7,6	42,0	1,0	0,050	2,3	42,0	1,0	0,101	-2,2	42,1	1,0	0,069	-9,0	42,2	1,0	0,067
-7,5	42,0	1,0	0,049	2,4	42,0	1,0	0,111	-2,1	42,1	1,0	0,066	-8,9	42,2	1,0	0,068
-7,4	42,0	1,0	0,050	2,5	42,0	1,0	0,117	-2,0	42,1	1,0	0,061	-8,8	42,2	1,0	0,069
-7,3	42,0	1,0	0,048	2,6	42,0	1,0	0,120	-1,9	42,1	1,0	0,055	-8,7	42,2	1,0	0,070
-7,2	42,0	1,0	0,047	2,7	42,0	1,0	0,119	-1,8	42,1	1,0	0,050	-8,6	42,2	1,0	0,070
-7,1	42,0	1,0	0,046	2,8	42,0	1,0	0,118	-1,7	42,1	1,0	0,045	-8,5	42,2	1,0	0,070
-7,0	42,0	1,0	0,045	2,9	42,0	1,0	0,115	-1,6	42,1	1,0	0,042	-8,4	42,2	1,0	0,068
-6,9	42,0	1,0	0,044	3,0	42,0	1,0	0,113	-1,5	42,1	1,0	0,040	-8,3	42,2	1,0	0,064
-6,8	42,0	1,0	0,044	3,1	42,0	1,0	0,109	-1,4	42,1	1,0	0,039	-8,2	42,2	1,0	0,062
-6,7	42,0	1,0	0,044	3,2	42,0	1,0	0,106	-0,7	42,1	1,0	0,039	-8,1	42,2	1,0	0,061
-6,6	42,0	1,0	0,043	3,3	42,0	1,0	0,102	-0,6	42,1	1,0	0,040	-8,0	42,2	1,0	0,060
-6,5	42,0	1,0	0,043	3,4	42,0	1,0	0,099	-0,5	42,1	1,0	0,041	-7,9	42,2	1,0	0,060
-6,4	42,0	1,0	0,042	3,5	42,0	1,0	0,094	-0,4	42,1	1,0	0,041	-7,8	42,2	1,0	0,059
-6,3	42,0	1,0	0,041	3,6	42,0	1,0	0,088	-0,3	42,1	1,0	0,042	-7,7	42,2	1,0	0,057
-6,2	42,0	1,0	0,041	3,7	42,0	1,0	0,080	-0,2	42,1	1,0	0,043	-7,6	42,2	1,0	0,054
-6,1	42,0	1,0	0,041	-9,5	42,1	1,0	0,045	-0,1	42,1	1,0	0,044	-7,5	42,2	1,0	0,052
-6,0	42,0	1,0	0,040	-9,4	42,1	1,0	0,051	0,0	42,1	1,0	0,046	-7,4	42,2	1,0	0,049
-5,9	42,0	1,0	0,039	-9,3	42,1	1,0	0,059	0,1	42,1	1,0	0,047	-7,3	42,2	1,0	0,049
-3,3	42,0	1,0	0,038	-9,2	42,1	1,0	0,064	0,2	42,1	1,0	0,049	-7,2	42,2	1,0	0,047
-3,2	42,0	1,0	0,040	-9,1	42,1	1,0	0,066	0,3	42,1	1,0	0,050	-7,1	42,2	1,0	0,046
-3,1	42,0	1,0	0,041	-9,0	42,1	1,0	0,068	0,4	42,1	1,0	0,052	-7,0	42,2	1,0	0,046
-3,0	42,0	1,0	0,043	-8,9	42,1	1,0	0,069	0,5	42,1	1,0	0,053	-6,9	42,2	1,0	0,045
-2,9	42,0	1,0	0,045	-8,8	42,1	1,0	0,070	0,6	42,1	1,0	0,054	-6,8	42,2	1,0	0,045
-2,8	42,0	1,0	0,048	-8,7	42,1	1,0	0,071	0,7	42,1	1,0	0,055	-6,7	42,2	1,0	0,044
-2,7	42,0	1,0	0,050	-8,6	42,1	1,0	0,071	0,8	42,1	1,0	0,056	-6,6	42,2	1,0	0,043
-2,6	42,0	1,0	0,052	-8,5	42,1	1,0	0,071	0,9	42,1	1,0	0,058	-6,5	42,2	1,0	0,043
-2,5	42,0	1,0	0,059	-8,4	42,1	1,0	0,069	1,0	42,1	1,0	0,059	-6,4	42,2	1,0	0,042
-2,4	42,0	1,0	0,063	-8,3	42,1	1,0	0,066	1,1	42,1	1,0	0,060	-6,3	42,2	1,0	0,041
-2,3	42,0	1,0	0,066	-8,2	42,1	1,0	0,063	1,2	42,1	1,0	0,062	-6,2	42,2	1,0	0,041
-2,2	42,0	1,0	0,066	-8,1	42,1	1,0	0,062	1,3	42,1	1,0	0,064	-6,1	42,2	1,0	0,040
-2,1	42,0	1,0	0,065	-8,0	42,1	1,0	0,061	1,4	42,1	1,0	0,067	-6,0	42,2	1,0	0,040
-2,0	42,0	1,0	0,062	-7,9	42,1	1,0	0,060	1,5	42,1	1,0	0,071	-3,2	42,2	1,0	0,041
-1,9	42,0	1,0	0,056	-7,8	42,1	1,0	0,058	1,6	42,1	1,0	0,074	-3,1	42,2	1,0	0,043
-1,8	42,0	1,0	0,050	-7,7	42,1	1,0	0,056	1,7	42,1	1,0	0,078	-3,0	42,2	1,0	0,045
-1,7	42,0	1,0	0,045	-7,6	42,1	1,0	0,053	1,8	42,1	1,0	0,082	-2,9	42,2	1,0	0,049
-1,6	42,0	1,0	0,041	-7,5	42,1	1,0	0,051	1,9	42,1	1,0	0,087	-2,8	42,2	1,0	0,053
-1,5	42,0	1,0	0,038	-7,4	42,1	1,0	0,049	2,0	42,1	1,0	0,092	-2,7	42,2	1,0	0,057
-1,4	42,0	1,0	0,036	-7,3	42,1	1,0	0,049	2,1	42,1	1,0	0,097	-2,6	42,2	1,0	0,061
-0,7	42,0	1,0	0,034	-7,2	42,1	1,0	0,047	2,2	42,1	1,0	0,103	-2,5	42,2	1,0	0,064
0,0	42,0	1,0	0,039	-7,1	42,1	1,0	0,046	2,3	42,1	1,0	0,112	-2,4	42,2	1,0	0,069
0,1	42,0	1,0	0,040	-7,0	42,1	1,0	0,046	2,4	42,1	1,0	0,119	-2,3	42,2	1,0	0,069
0,2	42,0	1,0	0,041	-6,9	42,1	1,0	0,045	2,5	42,1	1,0	0,124	-2,2	42,2	1,0	0,067
0,3	42,0	1,0	0,043	-6,8	42,1	1,0	0,045	2,6	42,1	1,0	0,123	-2,1	42,2	1,0	0,063
0,4	42,0	1,0	0,045	-6,7	42,1	1,0	0,044	2,7	42,1	1,0	0,121	-2,0	42,2	1,0	0,057
0,5	42,0	1,0	0,046	-6,6	42,1	1,0	0,044	2,8	42,1	1,0	0,119	-1,9	42,2	1,0	0,053
0,6	42,0	1,0	0,047	-6,5	42,1	1,0	0,043	2,9	42,1	1,0	0,116	-1,8	42,2	1,0	0,049
0,7	42,0	1,0	0,048	-6,4	42,1	1,0	0,042	3,0	42,1	1,0	0,114	-1,7	42,2	1,0	0,046
0,8	42,0	1,0	0,048	-6,3	42,1	1,0	0,042	3,1	42,1	1,0	0,110	-1,6	42,2	1,0	0,044
0,9	42,0	1,0	0,049	-6,2	42,1	1,0	0,041	3,2	42,1	1,0	0,107	-1,5	42,2	1,0	0,043
1,0	42,0	1,0	0,050	-6,1	42,1	1,0	0,041	3,3	42,1	1,0	0,103	-1,4	42,2	1,0	0,043
1,1	42,0	1,0	0,051	-6,0	42,1	1,0	0,040	3,4	42,1	1,0	0,099	-1,3	42,2	1,0	0,043
1,2	42,0	1,0	0,052	-5,9	42,1	1,0	0,039	3,5	42,1	1,0	0,095	-1,2	42,2	1,0	0,043
1,3	42,0	1,0	0,054	-3,2	42,1	1,0	0,041	3,6	42,1	1,0	0,088	-1,1	42,2	1,0	0,044
1,4	42,0	1,0	0,056	-3,1	42,1	1,0	0,042	3,7	42,1	1,0	0,077	-1,0	42,2	1,0	0,044
1,5	42,0	1,0	0,059	-3,0	42,1	1,0	0,045	3,8	42,1	1,0	0,065	-0,9	42,2	1,0	0,044
1,6	42,0	1,0	0,062	-2,9	42,1	1,0	0,048	-9,7	42,2	1,0	0,037	-0,8	42,2	1,0	0,045
1,7	42,0	1,0	0,065	-2,8	42,1	1,0	0,051	-9,6	42,2	1,0	0,041	-0,7	42,2	1,0	0,046
1,8	42,0	1,0	0,069	-2,7	42,1	1,0	0,054	-9,5	42,2	1,0	0,046	-0,6	42,2	1,0	0,046
1,9	42,0	1,0	0,074	-2,6	42,1	1,0	0,059	-9,4	42,2	1,0	0,053	-0,5	42,2	1,0	0,047

Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}
-0,4	42,2	1,0	0,048	-7,6	42,3	1,0	0,055	1,2	42,3	1,0	0,102	-6,2	42,4	1,0	0,040
-0,3	42,2	1,0	0,049	-7,5	42,3	1,0	0,052	1,3	42,3	1,0	0,108	-6,1	42,4	1,0	0,039
-0,2	42,2	1,0	0,050	-7,4	42,3	1,0	0,050	1,4	42,3	1,0	0,113	-3,1	42,4	1,0	0,040
-0,1	42,2	1,0	0,052	-7,3	42,3	1,0	0,048	1,5	42,3	1,0	0,116	-3,0	42,4	1,0	0,042
0,0	42,2	1,0	0,053	-7,2	42,3	1,0	0,048	1,6	42,3	1,0	0,118	-2,9	42,4	1,0	0,045
0,1	42,2	1,0	0,055	-7,1	42,3	1,0	0,047	1,7	42,3	1,0	0,121	-2,8	42,4	1,0	0,048
0,2	42,2	1,0	0,056	-7,0	42,3	1,0	0,046	1,8	42,3	1,0	0,124	-2,7	42,4	1,0	0,050
0,3	42,2	1,0	0,058	-6,9	42,3	1,0	0,045	1,9	42,3	1,0	0,126	-2,6	42,4	1,0	0,056
0,4	42,2	1,0	0,059	-6,8	42,3	1,0	0,045	2,0	42,3	1,0	0,131	-2,5	42,4	1,0	0,059
0,5	42,2	1,0	0,061	-6,7	42,3	1,0	0,044	2,1	42,3	1,0	0,135	-2,4	42,4	1,0	0,061
0,6	42,2	1,0	0,063	-6,6	42,3	1,0	0,043	2,2	42,3	1,0	0,138	-2,3	42,4	1,0	0,062
0,7	42,2	1,0	0,065	-6,5	42,3	1,0	0,042	2,3	42,3	1,0	0,139	-2,2	42,4	1,0	0,061
0,8	42,2	1,0	0,067	-6,4	42,3	1,0	0,042	2,4	42,3	1,0	0,137	-2,1	42,4	1,0	0,060
0,9	42,2	1,0	0,069	-6,3	42,3	1,0	0,041	2,5	42,3	1,0	0,132	-2,0	42,4	1,0	0,059
1,0	42,2	1,0	0,071	-6,2	42,3	1,0	0,040	2,6	42,3	1,0	0,127	-1,9	42,4	1,0	0,058
1,1	42,2	1,0	0,073	-6,1	42,3	1,0	0,040	2,7	42,3	1,0	0,122	-1,8	42,4	1,0	0,057
1,2	42,2	1,0	0,076	-6,0	42,3	1,0	0,039	2,8	42,3	1,0	0,120	-1,7	42,4	1,0	0,057
1,3	42,2	1,0	0,079	-3,3	42,3	1,0	0,038	2,9	42,3	1,0	0,116	-1,6	42,4	1,0	0,058
1,4	42,2	1,0	0,084	-3,2	42,3	1,0	0,040	3,0	42,3	1,0	0,113	-1,5	42,4	1,0	0,058
1,5	42,2	1,0	0,088	-3,1	42,3	1,0	0,042	3,1	42,3	1,0	0,110	-1,4	42,4	1,0	0,059
1,6	42,2	1,0	0,092	-3,0	42,3	1,0	0,045	3,2	42,3	1,0	0,106	-1,3	42,4	1,0	0,061
1,7	42,2	1,0	0,096	-2,9	42,3	1,0	0,049	3,3	42,3	1,0	0,102	-1,2	42,4	1,0	0,063
1,8	42,2	1,0	0,101	-2,8	42,3	1,0	0,053	3,4	42,3	1,0	0,097	-1,1	42,4	1,0	0,064
1,9	42,2	1,0	0,106	-2,7	42,3	1,0	0,058	3,5	42,3	1,0	0,090	-1,0	42,4	1,0	0,065
2,0	42,2	1,0	0,112	-2,6	42,3	1,0	0,061	3,6	42,3	1,0	0,079	-0,9	42,4	1,0	0,064
2,1	42,2	1,0	0,117	-2,5	42,3	1,0	0,065	3,7	42,3	1,0	0,065	-0,8	42,4	1,0	0,063
2,2	42,2	1,0	0,122	-2,4	42,3	1,0	0,065	3,8	42,3	1,0	0,052	-0,7	42,4	1,0	0,063
2,3	42,2	1,0	0,126	-2,3	42,3	1,0	0,064	-9,7	42,4	1,0	0,039	-0,6	42,4	1,0	0,064
2,4	42,2	1,0	0,128	-2,2	42,3	1,0	0,062	-9,6	42,4	1,0	0,044	-0,5	42,4	1,0	0,065
2,5	42,2	1,0	0,128	-2,1	42,3	1,0	0,058	-9,5	42,4	1,0	0,049	-0,4	42,4	1,0	0,066
2,6	42,2	1,0	0,125	-2,0	42,3	1,0	0,056	-9,4	42,4	1,0	0,054	-0,3	42,4	1,0	0,068
2,7	42,2	1,0	0,122	-1,9	42,3	1,0	0,053	-9,3	42,4	1,0	0,059	-0,2	42,4	1,0	0,069
2,8	42,2	1,0	0,118	-1,8	42,3	1,0	0,051	-9,2	42,4	1,0	0,063	-0,1	42,4	1,0	0,071
2,9	42,2	1,0	0,117	-1,7	42,3	1,0	0,049	-9,1	42,4	1,0	0,064	0,0	42,4	1,0	0,073
3,0	42,2	1,0	0,114	-1,6	42,3	1,0	0,049	-9,0	42,4	1,0	0,065	0,1	42,4	1,0	0,075
3,1	42,2	1,0	0,110	-1,5	42,3	1,0	0,048	-8,9	42,4	1,0	0,066	0,2	42,4	1,0	0,077
3,2	42,2	1,0	0,106	-1,4	42,3	1,0	0,049	-8,8	42,4	1,0	0,066	0,3	42,4	1,0	0,079
3,3	42,2	1,0	0,103	-1,3	42,3	1,0	0,050	-8,7	42,4	1,0	0,067	0,4	42,4	1,0	0,082
3,4	42,2	1,0	0,099	-1,2	42,3	1,0	0,051	-8,6	42,4	1,0	0,068	0,5	42,4	1,0	0,086
3,5	42,2	1,0	0,093	-1,1	42,3	1,0	0,051	-8,5	42,4	1,0	0,068	0,6	42,4	1,0	0,092
3,6	42,2	1,0	0,085	-1,0	42,3	1,0	0,052	-8,4	42,4	1,0	0,066	0,7	42,4	1,0	0,100
3,7	42,2	1,0	0,072	-0,9	42,3	1,0	0,052	-8,3	42,4	1,0	0,062	0,8	42,4	1,0	0,110
-9,6	42,3	1,0	0,042	-0,8	42,3	1,0	0,053	-8,2	42,4	1,0	0,060	0,9	42,4	1,0	0,118
-9,5	42,3	1,0	0,048	-0,7	42,3	1,0	0,053	-8,1	42,4	1,0	0,059	1,0	42,4	1,0	0,122
-9,4	42,3	1,0	0,054	-0,6	42,3	1,0	0,054	-8,0	42,4	1,0	0,059	1,1	42,4	1,0	0,125
-9,3	42,3	1,0	0,060	-0,5	42,3	1,0	0,055	-7,9	42,4	1,0	0,058	1,2	42,4	1,0	0,126
-9,2	42,3	1,0	0,063	-0,4	42,3	1,0	0,056	-7,8	42,4	1,0	0,058	1,3	42,4	1,0	0,127
-9,1	42,3	1,0	0,065	-0,3	42,3	1,0	0,058	-7,7	42,4	1,0	0,057	1,4	42,4	1,0	0,130
-9,0	42,3	1,0	0,066	-0,2	42,3	1,0	0,059	-7,6	42,4	1,0	0,056	1,5	42,4	1,0	0,131
-8,9	42,3	1,0	0,067	-0,1	42,3	1,0	0,060	-7,5	42,4	1,0	0,053	1,6	42,4	1,0	0,131
-8,8	42,3	1,0	0,068	0,0	42,3	1,0	0,062	-7,4	42,4	1,0	0,051	1,7	42,4	1,0	0,132
-8,7	42,3	1,0	0,069	0,1	42,3	1,0	0,063	-7,3	42,4	1,0	0,049	1,8	42,4	1,0	0,133
-8,6	42,3	1,0	0,068	0,2	42,3	1,0	0,065	-7,2	42,4	1,0	0,049	1,9	42,4	1,0	0,134
-8,5	42,3	1,0	0,068	0,3	42,3	1,0	0,067	-7,1	42,4	1,0	0,048	2,0	42,4	1,0	0,136
-8,4	42,3	1,0	0,066	0,4	42,3	1,0	0,069	-7,0	42,4	1,0	0,047	2,1	42,4	1,0	0,137
-8,3	42,3	1,0	0,063	0,5	42,3	1,0	0,071	-6,9	42,4	1,0	0,046	2,2	42,4	1,0	0,139
-8,2	42,3	1,0	0,061	0,6	42,3	1,0	0,074	-6,8	42,4	1,0	0,045	2,3	42,4	1,0	0,139
-8,1	42,3	1,0	0,060	0,7	42,3	1,0	0,079	-6,7	42,4	1,0	0,044	2,4	42,4	1,0	0,138
-8,0	42,3	1,0	0,060	0,8	42,3	1,0	0,083	-6,6	42,4	1,0	0,044	2,5	42,4	1,0	0,135
-7,9	42,3	1,0	0,059	0,9	42,3	1,0	0,087	-6,5	42,4	1,0	0,042	2,6	42,4	1,0	0,129
-7,8	42,3	1,0	0,059	1,0	42,3	1,0	0,092	-6,4	42,4	1,0	0,042	2,7	42,4	1,0	0,124
-7,7	42,3	1,0	0,057	1,1	42,3	1,0	0,097	-6,3	42,4	1,0	0,041	2,8	42,4	1,0	0,120

Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}
2,9	42,4	1,0	0,116	-1,4	42,5	1,0	0,074	-8,5	42,6	1,0	0,065	0,8	42,6	1,0	0,143
3,0	42,4	1,0	0,114	-1,3	42,5	1,0	0,077	-8,4	42,6	1,0	0,063	0,9	42,6	1,0	0,141
3,1	42,4	1,0	0,110	-1,2	42,5	1,0	0,079	-8,3	42,6	1,0	0,060	1,0	42,6	1,0	0,139
3,2	42,4	1,0	0,106	-1,1	42,5	1,0	0,080	-8,2	42,6	1,0	0,059	1,1	42,6	1,0	0,136
3,3	42,4	1,0	0,101	-1,0	42,5	1,0	0,080	-8,1	42,6	1,0	0,058	1,2	42,6	1,0	0,133
3,4	42,4	1,0	0,094	-0,9	42,5	1,0	0,079	-8,0	42,6	1,0	0,057	1,3	42,6	1,0	0,131
3,5	42,4	1,0	0,084	-0,8	42,5	1,0	0,076	-7,9	42,6	1,0	0,057	1,4	42,6	1,0	0,130
3,6	42,4	1,0	0,071	-0,7	42,5	1,0	0,075	-7,8	42,6	1,0	0,057	1,5	42,6	1,0	0,130
-9,6	42,5	1,0	0,044	-0,6	42,5	1,0	0,076	-7,7	42,6	1,0	0,057	1,6	42,6	1,0	0,130
-9,5	42,5	1,0	0,049	-0,5	42,5	1,0	0,078	-7,6	42,6	1,0	0,057	1,7	42,6	1,0	0,130
-9,4	42,5	1,0	0,053	-0,4	42,5	1,0	0,079	-7,5	42,6	1,0	0,057	1,8	42,6	1,0	0,131
-9,3	42,5	1,0	0,058	-0,3	42,5	1,0	0,081	-7,4	42,6	1,0	0,056	-9,8	42,7	1,0	0,037
-9,2	42,5	1,0	0,060	-0,2	42,5	1,0	0,084	-7,3	42,6	1,0	0,055	-9,7	42,7	1,0	0,041
-9,1	42,5	1,0	0,062	-0,1	42,5	1,0	0,086	-7,2	42,6	1,0	0,055	-9,6	42,7	1,0	0,045
-9,0	42,5	1,0	0,063	0,0	42,5	1,0	0,088	-7,1	42,6	1,0	0,053	-9,5	42,7	1,0	0,047
-8,9	42,5	1,0	0,064	0,1	42,5	1,0	0,090	-7,0	42,6	1,0	0,051	-9,4	42,7	1,0	0,049
-8,8	42,5	1,0	0,065	0,2	42,5	1,0	0,093	-6,9	42,6	1,0	0,049	-9,3	42,7	1,0	0,051
-8,7	42,5	1,0	0,066	0,3	42,5	1,0	0,096	-6,8	42,6	1,0	0,047	-9,2	42,7	1,0	0,053
-8,6	42,5	1,0	0,067	0,4	42,5	1,0	0,101	-6,7	42,6	1,0	0,044	-9,1	42,7	1,0	0,055
-8,5	42,5	1,0	0,066	0,5	42,5	1,0	0,109	-6,6	42,6	1,0	0,043	-9,0	42,7	1,0	0,057
-8,4	42,5	1,0	0,064	0,6	42,5	1,0	0,120	-6,5	42,6	1,0	0,041	-8,9	42,7	1,0	0,059
-8,3	42,5	1,0	0,061	0,7	42,5	1,0	0,130	-6,4	42,6	1,0	0,040	-8,8	42,7	1,0	0,061
-8,2	42,5	1,0	0,059	0,8	42,5	1,0	0,134	-6,3	42,6	1,0	0,040	-8,7	42,7	1,0	0,063
-8,1	42,5	1,0	0,059	0,9	42,5	1,0	0,135	-6,2	42,6	1,0	0,039	-8,6	42,7	1,0	0,064
-8,0	42,5	1,0	0,058	1,0	42,5	1,0	0,135	-3,0	42,6	1,0	0,037	-8,5	42,7	1,0	0,064
-7,9	42,5	1,0	0,058	1,1	42,5	1,0	0,134	-2,9	42,6	1,0	0,039	-8,4	42,7	1,0	0,061
-7,8	42,5	1,0	0,057	1,2	42,5	1,0	0,133	-2,8	42,6	1,0	0,043	-8,3	42,7	1,0	0,059
-7,7	42,5	1,0	0,057	1,3	42,5	1,0	0,132	-2,7	42,6	1,0	0,046	-8,2	42,7	1,0	0,057
-7,6	42,5	1,0	0,056	1,4	42,5	1,0	0,132	-2,6	42,6	1,0	0,049	-8,1	42,7	1,0	0,057
-7,5	42,5	1,0	0,055	1,5	42,5	1,0	0,133	-2,5	42,6	1,0	0,053	-8,0	42,7	1,0	0,056
-7,4	42,5	1,0	0,053	1,6	42,5	1,0	0,134	-2,4	42,6	1,0	0,060	-7,9	42,7	1,0	0,056
-7,3	42,5	1,0	0,051	1,7	42,5	1,0	0,135	-2,3	42,6	1,0	0,066	-7,8	42,7	1,0	0,057
-7,2	42,5	1,0	0,050	1,8	42,5	1,0	0,136	-2,2	42,6	1,0	0,069	-7,7	42,7	1,0	0,057
-7,1	42,5	1,0	0,050	1,9	42,5	1,0	0,136	-2,1	42,6	1,0	0,071	-7,6	42,7	1,0	0,058
-7,0	42,5	1,0	0,048	2,0	42,5	1,0	0,136	-2,0	42,6	1,0	0,073	-7,5	42,7	1,0	0,059
-6,9	42,5	1,0	0,047	2,1	42,5	1,0	0,136	-1,9	42,6	1,0	0,075	-7,4	42,7	1,0	0,059
-6,8	42,5	1,0	0,046	2,2	42,5	1,0	0,135	-1,8	42,6	1,0	0,078	-7,3	42,7	1,0	0,059
-6,7	42,5	1,0	0,045	2,3	42,5	1,0	0,135	-1,7	42,6	1,0	0,079	-7,2	42,7	1,0	0,060
-6,6	42,5	1,0	0,043	2,4	42,5	1,0	0,135	-1,6	42,6	1,0	0,080	-7,1	42,7	1,0	0,057
-6,5	42,5	1,0	0,042	2,6	42,5	1,0	0,131	-1,5	42,6	1,0	0,082	-7,0	42,7	1,0	0,055
-6,4	42,5	1,0	0,041	2,7	42,5	1,0	0,128	-1,4	42,6	1,0	0,083	-6,9	42,7	1,0	0,051
-6,3	42,5	1,0	0,040	2,8	42,5	1,0	0,124	-1,3	42,6	1,0	0,086	-6,8	42,7	1,0	0,047
-6,2	42,5	1,0	0,040	2,9	42,5	1,0	0,121	-1,2	42,6	1,0	0,088	-6,7	42,7	1,0	0,044
-6,1	42,5	1,0	0,039	3,0	42,5	1,0	0,118	-1,1	42,6	1,0	0,089	-6,6	42,7	1,0	0,042
-3,2	42,5	1,0	0,035	3,1	42,5	1,0	0,114	-1,0	42,6	1,0	0,091	-6,5	42,7	1,0	0,040
-3,1	42,5	1,0	0,037	3,2	42,5	1,0	0,109	-0,9	42,6	1,0	0,092	-6,4	42,7	1,0	0,039
-3,0	42,5	1,0	0,039	3,3	42,5	1,0	0,102	-0,8	42,6	1,0	0,093	-6,3	42,7	1,0	0,038
-2,9	42,5	1,0	0,041	3,4	42,5	1,0	0,091	-0,7	42,6	1,0	0,091	-2,9	42,7	1,0	0,039
-2,8	42,5	1,0	0,044	3,5	42,5	1,0	0,077	-0,6	42,6	1,0	0,092	-2,8	42,7	1,0	0,042
-2,7	42,5	1,0	0,048	3,6	42,5	1,0	0,065	-0,5	42,6	1,0	0,095	-2,7	42,7	1,0	0,045
-2,6	42,5	1,0	0,052	3,7	42,5	1,0	0,054	-0,4	42,6	1,0	0,098	-2,6	42,7	1,0	0,047
-2,5	42,5	1,0	0,057	-9,6	42,6	1,0	0,044	-0,3	42,6	1,0	0,101	-2,5	42,7	1,0	0,051
-2,4	42,5	1,0	0,062	-9,5	42,6	1,0	0,048	-0,2	42,6	1,0	0,103	-2,4	42,7	1,0	0,056
-2,3	42,5	1,0	0,066	-9,4	42,6	1,0	0,050	-0,1	42,6	1,0	0,106	-2,3	42,7	1,0	0,063
-2,2	42,5	1,0	0,067	-9,3	42,6	1,0	0,053	0,0	42,6	1,0	0,109	-2,2	42,7	1,0	0,069
-2,1	42,5	1,0	0,068	-9,2	42,6	1,0	0,056	0,1	42,6	1,0	0,112	-2,1	42,7	1,0	0,074
-2,0	42,5	1,0	0,069	-9,1	42,6	1,0	0,059	0,2	42,6	1,0	0,116	-2,0	42,7	1,0	0,078
-1,9	42,5	1,0	0,069	-9,0	42,6	1,0	0,061	0,3	42,6	1,0	0,122	-1,9	42,7	1,0	0,081
-1,8	42,5	1,0	0,070	-8,9	42,6	1,0	0,063	0,4	42,6	1,0	0,131	-1,8	42,7	1,0	0,085
-1,7	42,5	1,0	0,071	-8,8	42,6	1,0	0,064	0,5	42,6	1,0	0,138	-1,7	42,7	1,0	0,087
-1,6	42,5	1,0	0,072	-8,7	42,6	1,0	0,065	0,6	42,6	1,0	0,142	-1,6	42,7	1,0	0,087
-1,5	42,5	1,0	0,073	-8,6	42,6	1,0	0,066	0,7	42,6	1,0	0,143	-1,5	42,7	1,0	0,088

Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}
-1,4	42,7	1,0	0,089	-6,5	42,8	1,0	0,038	-8,4	42,9	1,0	0,056	-9,1	43,0	1,0	0,050
-1,3	42,7	1,0	0,091	-6,4	42,8	1,0	0,037	-8,3	42,9	1,0	0,056	-9,0	43,0	1,0	0,051
-1,2	42,7	1,0	0,094	-3,0	42,8	1,0	0,037	-8,2	42,9	1,0	0,055	-8,9	43,0	1,0	0,052
-1,1	42,7	1,0	0,096	-2,9	42,8	1,0	0,040	-8,1	42,9	1,0	0,055	-8,8	43,0	1,0	0,053
-1,0	42,7	1,0	0,100	-2,8	42,8	1,0	0,042	-8,0	42,9	1,0	0,055	-8,7	43,0	1,0	0,053
-0,9	42,7	1,0	0,104	-2,7	42,8	1,0	0,044	-7,9	42,9	1,0	0,055	-8,6	43,0	1,0	0,054
-0,8	42,7	1,0	0,108	-2,6	42,8	1,0	0,047	-7,8	42,9	1,0	0,056	-8,5	43,0	1,0	0,054
-0,7	42,7	1,0	0,112	-2,5	42,8	1,0	0,050	-7,7	42,9	1,0	0,057	-8,4	43,0	1,0	0,054
-0,6	42,7	1,0	0,115	-2,4	42,8	1,0	0,054	-7,6	42,9	1,0	0,058	-8,3	43,0	1,0	0,054
-0,5	42,7	1,0	0,119	-2,3	42,8	1,0	0,060	-7,5	42,9	1,0	0,059	-8,2	43,0	1,0	0,054
-0,4	42,7	1,0	0,125	-2,2	42,8	1,0	0,068	-7,4	42,9	1,0	0,060	-8,1	43,0	1,0	0,054
-0,3	42,7	1,0	0,130	-2,1	42,8	1,0	0,076	-7,3	42,9	1,0	0,063	-8,0	43,0	1,0	0,054
-0,2	42,7	1,0	0,133	-2,0	42,8	1,0	0,082	-7,2	42,9	1,0	0,061	-7,9	43,0	1,0	0,054
-0,1	42,7	1,0	0,137	-1,9	42,8	1,0	0,086	-7,1	42,9	1,0	0,058	-7,8	43,0	1,0	0,055
0,0	42,7	1,0	0,142	-1,8	42,8	1,0	0,089	-7,0	42,9	1,0	0,055	-7,7	43,0	1,0	0,056
0,1	42,7	1,0	0,148	-1,7	42,8	1,0	0,091	-6,9	42,9	1,0	0,050	-7,6	43,0	1,0	0,057
0,2	42,7	1,0	0,153	-1,6	42,8	1,0	0,092	-6,8	42,9	1,0	0,045	-7,5	43,0	1,0	0,058
0,3	42,7	1,0	0,154	-1,5	42,8	1,0	0,093	-6,7	42,9	1,0	0,041	-7,4	43,0	1,0	0,059
0,4	42,7	1,0	0,152	-1,4	42,8	1,0	0,095	-6,6	42,9	1,0	0,039	-7,3	43,0	1,0	0,060
0,5	42,7	1,0	0,150	-1,3	42,8	1,0	0,097	-6,5	42,9	1,0	0,036	-7,2	43,0	1,0	0,059
0,6	42,7	1,0	0,147	-1,2	42,8	1,0	0,101	-3,0	42,9	1,0	0,038	-7,1	43,0	1,0	0,056
0,7	42,7	1,0	0,146	-1,1	42,8	1,0	0,105	-2,9	42,9	1,0	0,040	-7,0	43,0	1,0	0,052
0,8	42,7	1,0	0,142	-1,0	42,8	1,0	0,110	-2,8	42,9	1,0	0,042	-6,9	43,0	1,0	0,047
0,9	42,7	1,0	0,138	-0,9	42,8	1,0	0,117	-2,7	42,9	1,0	0,044	-6,8	43,0	1,0	0,042
1,0	42,7	1,0	0,135	-0,8	42,8	1,0	0,126	-2,6	42,9	1,0	0,047	-6,7	43,0	1,0	0,039
1,1	42,7	1,0	0,132	-0,7	42,8	1,0	0,136	-2,5	42,9	1,0	0,050	-6,6	43,0	1,0	0,037
1,2	42,7	1,0	0,127	-0,6	42,8	1,0	0,145	-2,4	42,9	1,0	0,053	-3,0	43,0	1,0	0,038
1,3	42,7	1,0	0,124	-0,5	42,8	1,0	0,157	-2,3	42,9	1,0	0,058	-2,9	43,0	1,0	0,040
1,4	42,7	1,0	0,122	-0,4	42,8	1,0	0,164	-2,2	42,9	1,0	0,065	-2,8	43,0	1,0	0,042
-9,8	42,8	1,0	0,038	-0,3	42,8	1,0	0,170	-2,1	42,9	1,0	0,074	-2,7	43,0	1,0	0,044
-9,7	42,8	1,0	0,042	-0,2	42,8	1,0	0,175	-2,0	42,9	1,0	0,083	-2,6	43,0	1,0	0,047
-9,6	42,8	1,0	0,044	-0,1	42,8	1,0	0,179	-1,9	42,9	1,0	0,088	-2,5	43,0	1,0	0,050
-9,5	42,8	1,0	0,046	0,0	42,8	1,0	0,185	-1,8	42,9	1,0	0,090	-2,4	43,0	1,0	0,053
-9,4	42,8	1,0	0,048	0,1	42,8	1,0	0,189	-1,7	42,9	1,0	0,092	-2,3	43,0	1,0	0,057
-9,3	42,8	1,0	0,050	0,2	42,8	1,0	0,193	-1,6	42,9	1,0	0,094	-2,2	43,0	1,0	0,063
-9,2	42,8	1,0	0,051	0,3	42,8	1,0	0,188	-1,5	42,9	1,0	0,096	-2,1	43,0	1,0	0,070
-9,1	42,8	1,0	0,053	0,4	42,8	1,0	0,165	-1,4	42,9	1,0	0,099	-2,0	43,0	1,0	0,079
-9,0	42,8	1,0	0,054	0,5	42,8	1,0	0,151	-1,3	42,9	1,0	0,103	-1,9	43,0	1,0	0,086
-8,9	42,8	1,0	0,056	0,6	42,8	1,0	0,145	-1,2	42,9	1,0	0,108	-1,8	43,0	1,0	0,090
-8,8	42,8	1,0	0,057	0,7	42,8	1,0	0,139	-1,1	42,9	1,0	0,114	-1,7	43,0	1,0	0,093
-8,7	42,8	1,0	0,058	0,8	42,8	1,0	0,133	-1,0	42,9	1,0	0,124	-1,6	43,0	1,0	0,096
-8,6	42,8	1,0	0,060	0,9	42,8	1,0	0,128	-0,9	42,9	1,0	0,136	-1,5	43,0	1,0	0,100
-8,5	42,8	1,0	0,060	1,0	42,8	1,0	0,124	-0,8	42,9	1,0	0,153	-1,4	43,0	1,0	0,104
-8,4	42,8	1,0	0,059	1,1	42,8	1,0	0,121	-0,7	42,9	1,0	0,172	-1,3	43,0	1,0	0,109
-8,3	42,8	1,0	0,057	1,2	42,8	1,0	0,117	-0,6	42,9	1,0	0,184	-1,2	43,0	1,0	0,116
-8,2	42,8	1,0	0,057	1,3	42,8	1,0	0,114	-0,5	42,9	1,0	0,198	-1,1	43,0	1,0	0,126
-8,1	42,8	1,0	0,056	1,4	42,8	1,0	0,112	-0,4	42,9	1,0	0,206	-1,0	43,0	1,0	0,143
-8,0	42,8	1,0	0,056	1,5	42,8	1,0	0,110	-0,3	42,9	1,0	0,213	-0,9	43,0	1,0	0,167
-7,9	42,8	1,0	0,056	-9,8	42,9	1,0	0,039	-0,2	42,9	1,0	0,223	-0,8	43,0	1,0	0,204
-7,8	42,8	1,0	0,056	-9,7	42,9	1,0	0,042	-0,1	42,9	1,0	0,236	-0,7	43,0	1,0	0,236
-7,7	42,8	1,0	0,057	-9,6	42,9	1,0	0,043	0,6	42,9	1,0	0,143	-9,8	43,1	1,0	0,038
-7,6	42,8	1,0	0,059	-9,5	42,9	1,0	0,045	0,7	42,9	1,0	0,135	-9,7	43,1	1,0	0,040
-7,5	42,8	1,0	0,060	-9,4	42,9	1,0	0,047	0,8	42,9	1,0	0,127	-9,6	43,1	1,0	0,043
-7,4	42,8	1,0	0,061	-9,3	42,9	1,0	0,049	0,9	42,9	1,0	0,122	-9,5	43,1	1,0	0,044
-7,3	42,8	1,0	0,064	-9,2	42,9	1,0	0,050	1,0	42,9	1,0	0,117	-9,4	43,1	1,0	0,046
-7,2	42,8	1,0	0,063	-9,1	42,9	1,0	0,051	-9,8	43,0	1,0	0,039	-9,3	43,1	1,0	0,047
-7,1	42,8	1,0	0,060	-9,0	42,9	1,0	0,052	-9,7	43,0	1,0	0,041	-9,2	43,1	1,0	0,048
-7,0	42,8	1,0	0,056	-8,9	42,9	1,0	0,053	-9,6	43,0	1,0	0,043	-9,1	43,1	1,0	0,049
-6,9	42,8	1,0	0,052	-8,8	42,9	1,0	0,054	-9,5	43,0	1,0	0,045	-9,0	43,1	1,0	0,050
-6,8	42,8	1,0	0,047	-8,7	42,9	1,0	0,055	-9,4	43,0	1,0	0,046	-8,9	43,1	1,0	0,050
-6,7	42,8	1,0	0,043	-8,6	42,9	1,0	0,056	-9,3	43,0	1,0	0,047	-8,8	43,1	1,0	0,051
-6,6	42,8	1,0	0,040	-8,5	42,9	1,0	0,056	-9,2	43,0	1,0	0,049	-8,7	43,1	1,0	0,052

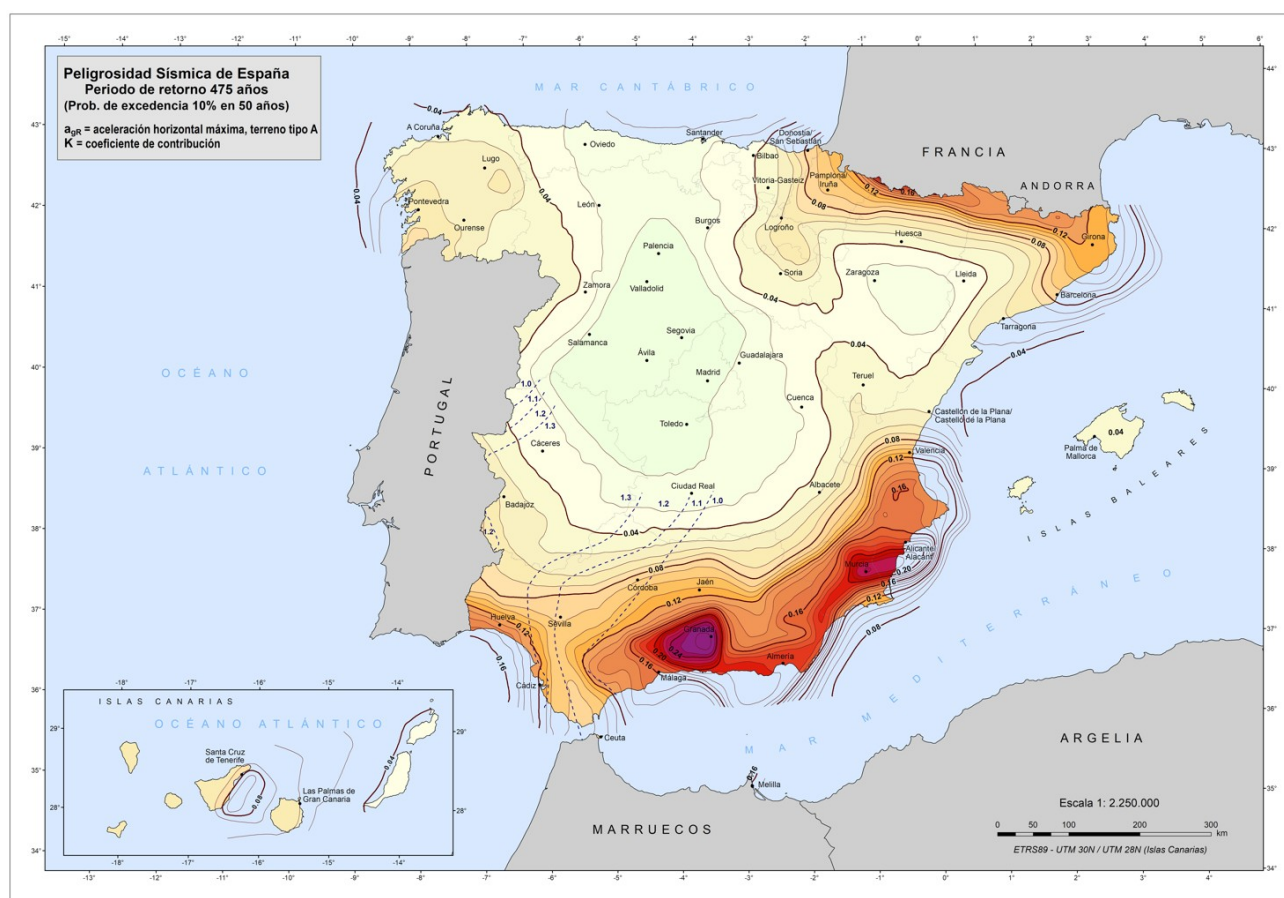
Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}
-8,6	43,1	1,0	0,052	-7,5	43,2	1,0	0,055	-2,5	43,3	1,0	0,050	-9,0	43,5	1,0	0,047
-8,5	43,1	1,0	0,053	-7,4	43,2	1,0	0,054	-2,4	43,3	1,0	0,056	-8,9	43,5	1,0	0,047
-8,4	43,1	1,0	0,053	-7,3	43,2	1,0	0,052	-2,3	43,3	1,0	0,064	-8,8	43,5	1,0	0,047
-8,3	43,1	1,0	0,053	-7,2	43,2	1,0	0,051	-2,2	43,3	1,0	0,072	-8,7	43,5	1,0	0,047
-8,2	43,1	1,0	0,053	-7,1	43,2	1,0	0,048	-2,1	43,3	1,0	0,077	-8,6	43,5	1,0	0,047
-8,1	43,1	1,0	0,053	-7,0	43,2	1,0	0,045	-2,0	43,3	1,0	0,082	-8,5	43,5	1,0	0,047
-8,0	43,1	1,0	0,053	-6,9	43,2	1,0	0,041	-1,9	43,3	1,0	0,086	-8,4	43,5	1,0	0,047
-7,9	43,1	1,0	0,053	-6,8	43,2	1,0	0,039	-1,8	43,3	1,0	0,091	-8,3	43,5	1,0	0,047
-7,8	43,1	1,0	0,054	-6,7	43,2	1,0	0,036	-1,7	43,3	1,0	0,097	-8,2	43,5	1,0	0,046
-7,7	43,1	1,0	0,055	-3,0	43,2	1,0	0,038	-1,6	43,3	1,0	0,103	-8,1	43,5	1,0	0,045
-7,6	43,1	1,0	0,056	-2,9	43,2	1,0	0,040	-1,5	43,3	1,0	0,107	-8,0	43,5	1,0	0,045
-7,5	43,1	1,0	0,056	-2,8	43,2	1,0	0,042	-1,4	43,3	1,0	0,113	-7,9	43,5	1,0	0,046
-7,4	43,1	1,0	0,057	-2,7	43,2	1,0	0,044	-1,3	43,3	1,0	0,124	-7,8	43,5	1,0	0,045
-7,3	43,1	1,0	0,057	-2,6	43,2	1,0	0,046	-9,6	43,4	1,0	0,040	-7,7	43,5	1,0	0,045
-7,2	43,1	1,0	0,055	-2,5	43,2	1,0	0,050	-9,5	43,4	1,0	0,042	-7,6	43,5	1,0	0,043
-7,1	43,1	1,0	0,053	-2,4	43,2	1,0	0,054	-9,4	43,4	1,0	0,043	-7,5	43,5	1,0	0,043
-7,0	43,1	1,0	0,048	-2,3	43,2	1,0	0,060	-9,3	43,4	1,0	0,045	-7,4	43,5	1,0	0,042
-6,9	43,1	1,0	0,044	-2,2	43,2	1,0	0,066	-9,2	43,4	1,0	0,046	-7,3	43,5	1,0	0,042
-6,8	43,1	1,0	0,041	-2,1	43,2	1,0	0,073	-9,1	43,4	1,0	0,047	-7,2	43,5	1,0	0,041
-6,7	43,1	1,0	0,038	-2,0	43,2	1,0	0,081	-9,0	43,4	1,0	0,047	-7,1	43,5	1,0	0,040
-3,0	43,1	1,0	0,038	-1,9	43,2	1,0	0,086	-8,9	43,4	1,0	0,048	-7,0	43,5	1,0	0,040
-2,9	43,1	1,0	0,040	-1,8	43,2	1,0	0,091	-8,8	43,4	1,0	0,048	-6,9	43,5	1,0	0,038
-2,8	43,1	1,0	0,042	-1,7	43,2	1,0	0,096	-8,7	43,4	1,0	0,048	-2,8	43,5	1,0	0,033
-2,7	43,1	1,0	0,044	-1,6	43,2	1,0	0,100	-8,6	43,4	1,0	0,048	-2,7	43,5	1,0	0,036
-2,6	43,1	1,0	0,047	-1,5	43,2	1,0	0,105	-8,5	43,4	1,0	0,049	-2,6	43,5	1,0	0,042
-2,5	43,1	1,0	0,050	-1,4	43,2	1,0	0,111	-8,4	43,4	1,0	0,049	-2,5	43,5	1,0	0,049
-2,4	43,1	1,0	0,053	-1,3	43,2	1,0	0,121	-8,3	43,4	1,0	0,049	-2,4	43,5	1,0	0,055
-2,3	43,1	1,0	0,057	-1,2	43,2	1,0	0,138	-8,2	43,4	1,0	0,049	-2,3	43,5	1,0	0,060
-2,2	43,1	1,0	0,062	-9,6	43,3	1,0	0,041	-8,1	43,4	1,0	0,049	-2,2	43,5	1,0	0,064
-2,1	43,1	1,0	0,069	-9,5	43,3	1,0	0,043	-8,0	43,4	1,0	0,048	-2,1	43,5	1,0	0,068
-2,0	43,1	1,0	0,077	-9,4	43,3	1,0	0,044	-7,9	43,4	1,0	0,049	-2,0	43,5	1,0	0,072
-1,9	43,1	1,0	0,085	-9,3	43,3	1,0	0,046	-7,8	43,4	1,0	0,048	-1,9	43,5	1,0	0,077
-1,8	43,1	1,0	0,091	-9,2	43,3	1,0	0,047	-7,7	43,4	1,0	0,048	-1,8	43,5	1,0	0,083
-1,7	43,1	1,0	0,095	-9,1	43,3	1,0	0,047	-7,6	43,4	1,0	0,047	-1,7	43,5	1,0	0,090
-1,6	43,1	1,0	0,099	-9,0	43,3	1,0	0,048	-7,5	43,4	1,0	0,046	-9,4	43,6	1,0	0,043
-1,5	43,1	1,0	0,103	-8,9	43,3	1,0	0,048	-7,4	43,4	1,0	0,045	-9,3	43,6	1,0	0,044
-1,4	43,1	1,0	0,109	-8,8	43,3	1,0	0,049	-7,3	43,4	1,0	0,044	-9,2	43,6	1,0	0,045
-1,3	43,1	1,0	0,116	-8,7	43,3	1,0	0,049	-7,2	43,4	1,0	0,043	-9,1	43,6	1,0	0,045
-1,2	43,1	1,0	0,126	-8,6	43,3	1,0	0,050	-7,1	43,4	1,0	0,042	-9,0	43,6	1,0	0,045
-1,1	43,1	1,0	0,141	-8,5	43,3	1,0	0,050	-7,0	43,4	1,0	0,041	-8,9	43,6	1,0	0,046
-1,0	43,1	1,0	0,163	-8,4	43,3	1,0	0,050	-6,9	43,4	1,0	0,039	-8,8	43,6	1,0	0,045
-9,6	43,2	1,0	0,042	-8,3	43,3	1,0	0,050	-2,9	43,4	1,0	0,037	-8,7	43,6	1,0	0,045
-9,5	43,2	1,0	0,044	-8,2	43,3	1,0	0,050	-2,8	43,4	1,0	0,038	-8,6	43,6	1,0	0,045
-9,4	43,2	1,0	0,045	-8,1	43,3	1,0	0,050	-2,7	43,4	1,0	0,041	-8,5	43,6	1,0	0,044
-9,3	43,2	1,0	0,046	-8,0	43,3	1,0	0,051	-2,6	43,4	1,0	0,046	-8,4	43,6	1,0	0,043
-9,2	43,2	1,0	0,047	-7,9	43,3	1,0	0,051	-2,5	43,4	1,0	0,053	-8,3	43,6	1,0	0,043
-9,1	43,2	1,0	0,048	-7,8	43,3	1,0	0,051	-2,4	43,4	1,0	0,060	-8,2	43,6	1,0	0,042
-9,0	43,2	1,0	0,049	-7,7	43,3	1,0	0,051	-2,3	43,4	1,0	0,066	-8,1	43,6	1,0	0,042
-8,9	43,2	1,0	0,049	-7,6	43,3	1,0	0,052	-2,2	43,4	1,0	0,071	-8,0	43,6	1,0	0,042
-8,8	43,2	1,0	0,050	-7,5	43,3	1,0	0,050	-2,1	43,4	1,0	0,075	-7,9	43,6	1,0	0,042
-8,7	43,2	1,0	0,050	-7,4	43,3	1,0	0,049	-2,0	43,4	1,0	0,079	-7,8	43,6	1,0	0,042
-8,6	43,2	1,0	0,051	-7,3	43,3	1,0	0,048	-1,9	43,4	1,0	0,084	-7,7	43,6	1,0	0,042
-8,5	43,2	1,0	0,051	-7,2	43,3	1,0	0,046	-1,8	43,4	1,0	0,091	-7,6	43,6	1,0	0,042
-8,4	43,2	1,0	0,051	-7,1	43,3	1,0	0,044	-1,7	43,4	1,0	0,104	-7,5	43,6	1,0	0,042
-8,3	43,2	1,0	0,051	-7,0	43,3	1,0	0,042	-1,6	43,4	1,0	0,112	-7,4	43,6	1,0	0,041
-8,2	43,2	1,0	0,052	-6,9	43,3	1,0	0,039	-9,7	43,5	1,0	0,034	-7,3	43,6	1,0	0,041
-8,1	43,2	1,0	0,052	-6,8	43,3	1,0	0,037	-9,6	43,5	1,0	0,039	-7,2	43,6	1,0	0,040
-8,0	43,2	1,0	0,052	-3,0	43,3	1,0	0,038	-9,5	43,5	1,0	0,041	-7,1	43,6	1,0	0,039
-7,9	43,2	1,0	0,052	-2,9	43,3	1,0	0,039	-9,4	43,5	1,0	0,044	-7,0	43,6	1,0	0,039
-7,8	43,2	1,0	0,053	-2,8	43,3	1,0	0,041	-9,3	43,5	1,0	0,045	-2,7	43,6	1,0	0,030
-7,7	43,2	1,0	0,054	-2,7	43,3	1,0	0,043	-9,2	43,5	1,0	0,046	-2,6	43,6	1,0	0,033
-7,6	43,2	1,0	0,054	-2,6	43,3	1,0	0,046	-9,1	43,5	1,0	0,046	-2,5	43,6	1,0	0,037

Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}	Lon g	Lat	K	a _{gR}
-2,4	43,6	1,0	0,041	-15,5	27,8	1,0	0,060	-15,4	28,2	1,0	0,059	-13,8	28,6	1,0	0,040
-2,3	43,6	1,0	0,044	-15,4	27,8	1,0	0,057	-14,4	28,2	1,0	0,040	-13,7	28,6	1,0	0,040
-2,2	43,6	1,0	0,049	-15,3	27,8	1,0	0,052	-14,3	28,2	1,0	0,040	-18,1	28,7	1,0	0,068
-2,1	43,6	1,0	0,053	-17,9	27,9	1,0	0,068	-14,2	28,2	1,0	0,040	-18,0	28,7	1,0	0,068
-2,0	43,6	1,0	0,058	-15,8	27,9	1,0	0,065	-14,1	28,2	1,0	0,040	-17,9	28,7	1,0	0,068
-9,0	43,7	1,0	0,044	-15,7	27,9	1,0	0,065	-14,0	28,2	1,0	0,040	-17,8	28,7	1,0	0,068
-8,9	43,7	1,0	0,043	-15,6	27,9	1,0	0,064	-13,9	28,2	1,0	0,040	-17,7	28,7	1,0	0,068
-8,8	43,7	1,0	0,042	-15,5	27,9	1,0	0,062	-16,9	28,3	1,0	0,067	-14,1	28,7	1,0	0,040
-8,7	43,7	1,0	0,041	-15,4	27,9	1,0	0,059	-16,8	28,3	1,0	0,067	-14,0	28,7	1,0	0,040
-8,6	43,7	1,0	0,041	-15,3	27,9	1,0	0,053	-16,7	28,3	1,0	0,067	-13,9	28,7	1,0	0,040
-8,5	43,7	1,0	0,040	-17,3	28,0	1,0	0,068	-16,6	28,3	1,0	0,068	-13,8	28,7	1,0	0,040
-8,4	43,7	1,0	0,039	-17,2	28,0	1,0	0,068	-16,5	28,3	1,0	0,070	-13,7	28,7	1,0	0,040
-8,3	43,7	1,0	0,039	-17,1	28,0	1,0	0,068	-16,4	28,3	1,0	0,075	-18,0	28,8	1,0	0,068
-8,2	43,7	1,0	0,040	-16,8	28,0	1,0	0,068	-16,3	28,3	1,0	0,088	-17,9	28,8	1,0	0,067
-8,1	43,7	1,0	0,040	-16,7	28,0	1,0	0,068	-14,3	28,3	1,0	0,040	-17,8	28,8	1,0	0,067
-8,0	43,7	1,0	0,040	-16,6	28,0	1,0	0,071	-14,2	28,3	1,0	0,040	-17,7	28,8	1,0	0,067
-7,9	43,7	1,0	0,041	-16,5	28,0	1,0	0,082	-14,1	28,3	1,0	0,040	-14,0	28,8	1,0	0,040
-7,8	43,7	1,0	0,041	-16,4	28,0	1,0	0,094	-14,0	28,3	1,0	0,040	-13,9	28,8	1,0	0,040
-7,7	43,7	1,0	0,041	-15,9	28,0	1,0	0,069	-13,9	28,3	1,0	0,040	-13,8	28,8	1,0	0,040
-7,6	43,7	1,0	0,041	-15,8	28,0	1,0	0,067	-13,8	28,3	1,0	0,040	-13,7	28,8	1,0	0,040
-7,5	43,7	1,0	0,040	-15,7	28,0	1,0	0,066	-17,9	28,4	1,0	0,068	-13,6	28,8	1,0	0,040
-7,4	43,7	1,0	0,040	-15,6	28,0	1,0	0,065	-17,8	28,4	1,0	0,068	-17,9	28,9	1,0	0,067
-7,3	43,7	1,0	0,040	-15,5	28,0	1,0	0,063	-17,0	28,4	1,0	0,068	-17,8	28,9	1,0	0,067
-7,2	43,7	1,0	0,039	-15,4	28,0	1,0	0,059	-16,9	28,4	1,0	0,067	-17,7	28,9	1,0	0,067
-7,1	43,7	1,0	0,039	-15,3	28,0	1,0	0,054	-16,8	28,4	1,0	0,067	-13,9	28,9	1,0	0,040
-2,5	43,7	1,0	0,029	-14,5	28,0	1,0	0,040	-16,7	28,4	1,0	0,067	-13,8	28,9	1,0	0,040
-2,4	43,7	1,0	0,031	-14,4	28,0	1,0	0,040	-16,6	28,4	1,0	0,067	-13,7	28,9	1,0	0,040
-2,3	43,7	1,0	0,034	-14,3	28,0	1,0	0,040	-16,5	28,4	1,0	0,068	-13,6	28,9	1,0	0,040
-2,2	43,7	1,0	0,037	-14,2	28,0	1,0	0,040	-16,4	28,4	1,0	0,070	-13,5	28,9	1,0	0,040
-8,6	43,8	1,0	0,037	-17,3	28,1	1,0	0,068	-16,3	28,4	1,0	0,078	-13,9	29,0	1,0	0,040
-8,5	43,8	1,0	0,037	-17,2	28,1	1,0	0,068	-16,2	28,4	1,0	0,090	-13,8	29,0	1,0	0,040
-8,4	43,8	1,0	0,037	-17,1	28,1	1,0	0,068	-16,1	28,4	1,0	0,096	-13,7	29,0	1,0	0,040
-8,3	43,8	1,0	0,037	-16,8	28,1	1,0	0,068	-14,2	28,4	1,0	0,040	-13,6	29,0	1,0	0,040
-8,2	43,8	1,0	0,038	-16,7	28,1	1,0	0,068	-14,1	28,4	1,0	0,040	-13,5	29,0	1,0	0,040
-8,1	43,8	1,0	0,039	-16,6	28,1	1,0	0,071	-14,0	28,4	1,0	0,040	-13,4	29,0	1,0	0,040
-8,0	43,8	1,0	0,039	-16,5	28,1	1,0	0,081	-13,9	28,4	1,0	0,040	-13,9	29,1	1,0	0,040
-7,9	43,8	1,0	0,040	-16,4	28,1	1,0	0,094	-13,8	28,4	1,0	0,040	-13,8	29,1	1,0	0,040
-7,8	43,8	1,0	0,040	-15,8	28,1	1,0	0,068	-17,9	28,5	1,0	0,068	-13,7	29,1	1,0	0,040
-7,7	43,8	1,0	0,040	-15,7	28,1	1,0	0,066	-17,8	28,5	1,0	0,068	-13,6	29,1	1,0	0,040
-7,6	43,8	1,0	0,040	-15,6	28,1	1,0	0,065	-17,7	28,5	1,0	0,068	-13,5	29,1	1,0	0,040
-7,5	43,8	1,0	0,039	-15,5	28,1	1,0	0,063	-16,5	28,5	1,0	0,067	-13,4	29,1	1,0	0,040
-7,4	43,8	1,0	0,039	-15,4	28,1	1,0	0,059	-16,4	28,5	1,0	0,068	-13,7	29,2	1,0	0,040
-7,3	43,8	1,0	0,039	-15,3	28,1	1,0	0,054	-16,3	28,5	1,0	0,071	-13,6	29,2	1,0	0,040
				-14,5	28,1	1,0	0,040	-16,2	28,5	1,0	0,078	-13,5	29,2	1,0	0,040
-18,1	27,6	1,0	0,067	-14,4	28,1	1,0	0,040	-16,1	28,5	1,0	0,083	-13,4	29,2	1,0	0,040
-18,0	27,6	1,0	0,067	-14,3	28,1	1,0	0,040	-14,2	28,5	1,0	0,040	-13,3	29,2	1,0	0,040
-17,9	27,6	1,0	0,067	-14,2	28,1	1,0	0,040	-14,1	28,5	1,0	0,040	-13,5	29,3	1,0	0,040
-18,2	27,7	1,0	0,067	-14,1	28,1	1,0	0,040	-14,0	28,5	1,0	0,040	-13,4	29,3	1,0	0,040
-18,1	27,7	1,0	0,067	-14,0	28,1	1,0	0,040	-13,9	28,5	1,0	0,040				
-18,0	27,7	1,0	0,067	-17,3	28,2	1,0	0,068	-13,8	28,5	1,0	0,040				
-17,9	27,7	1,0	0,067	-17,2	28,2	1,0	0,068	-13,7	28,5	1,0	0,040				
-15,7	27,7	1,0	0,059	-17,1	28,2	1,0	0,068	-18,0	28,6	1,0	0,068				
-15,6	27,7	1,0	0,058	-16,9	28,2	1,0	0,068	-17,9	28,6	1,0	0,068				
-15,5	27,7	1,0	0,056	-16,8	28,2	1,0	0,067	-17,8	28,6	1,0	0,068				
-15,4	27,7	1,0	0,052	-16,7	28,2	1,0	0,068	-17,7	28,6	1,0	0,068				
-18,2	27,8	1,0	0,068	-16,6	28,2	1,0	0,069	-16,4	28,6	1,0	0,067				
-18,1	27,8	1,0	0,068	-16,5	28,2	1,0	0,074	-16,3	28,6	1,0	0,068				
-18,0	27,8	1,0	0,068	-16,4	28,2	1,0	0,085	-16,2	28,6	1,0	0,069				
-17,9	27,8	1,0	0,068	-16,3	28,2	1,0	0,096	-16,1	28,6	1,0	0,070				
-15,8	27,8	1,0	0,064	-15,7	28,2	1,0	0,067	-14,1	28,6	1,0	0,040				
-15,7	27,8	1,0	0,063	-15,6	28,2	1,0	0,065	-14,0	28,6	1,0	0,040				
-15,6	27,8	1,0	0,062	-15,5	28,2	1,0	0,063	-13,9	28,6	1,0	0,040				

Apéndice F

Mapa de peligrosidad sísmica, periodo de retorno $T_r=475$ años

Mapa de peligrosidad sísmica, obtenido a partir de los datos de peligrosidad, de aceleración horizontal pico de referencia, a_{gR} , en suelo tipo A y parámetro K, del Apéndice E



Apéndice G

Relación de normas UNE

G.1 Introducción

Los apartados de esta Norma Sismorresistente establecen una serie de comprobaciones de los procesos incluidos en su ámbito y de la conformidad de los productos que, en ciertos casos, están referidos a normativa UNE-EN o UNE-EN ISO. Se incluyen aquí dichas normas de referencia.

A los efectos de esta Norma Sismorresistente, debe entenderse que las normas UNE-EN o UNE-EN ISO citadas en la misma, se refieren siempre a las versiones que se relacionan en este Apéndice, salvo en el caso de normas armonizadas UNE-EN que sean transposición de normas EN cuya referencia haya sido publicada en el Diario Oficial de la Unión Europea, (en el marco de aplicación del Reglamento N.º 305/2011 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de marzo de 2011, por el que se establecen condiciones armonizadas para la comercialización de productos de construcción), en cuyo caso la cita se deberá relacionar con la última Comunicación de la Comisión que incluya dicha referencia. En el caso de normas referenciadas en las normas armonizadas, debe aplicarse la versión incluida en las normas armonizadas UNE-EN citadas anteriormente.

G.2 Normas de referencia y consulta

G.2.1 Normas UNE-EN

UNE-EN 772-1:2011+A1:2016	<i>Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.</i>
UNE-EN 1337-2:2006	<i>Apoyos estructurales. Parte 2: Elementos de deslizamiento.</i>
UNE-EN 1337-3:2005	<i>Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos.</i>
UNE-EN 1991-4:2011 UNE-EN 1991-4:2011/AC:2013	<i>Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 4: Silos y depósitos.</i>
UNE-EN 1997-1:2016	<i>Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales.</i>
UNE-EN 12512:2002+A1:2006	<i>Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Ensayo cíclico de uniones realizadas con conectores mecánicos.</i>
UNE-EN 13084-2:2008	<i>Chimeneas autoportantes. Parte 2: Chimeneas de hormigón.</i>
UNE-EN 13084-7:2013	<i>Chimeneas autoportantes. Parte 7: Especificaciones</i>

de producto para elementos cilíndricos de acero para uso en chimeneas de acero de pared simple y conductos interiores de acero.

UNE-EN 15129:2019

Dispositivos antisísmicos.

G.2.2 Normas UNE-EN ISO

UNE-EN ISO 17892-4:2019

Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 4: Determinación de la distribución granulométrica.

UNE-EN ISO 17892-12:2019

Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 12: Determinación del límite líquido y del límite plástico.

UNE-EN ISO 22476-3:2006

Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de campo. Parte 3: Ensayo de penetración estándar.

UNE-EN ISO 22476-12:2010

Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de campo. Parte 12: Ensayo de penetración con el cono mecánico (CPTM).

ANEJO 2.

Proyecto de estructuras sismorresistentes

Puentes

1 Introducción

1.1 Objeto y campo de aplicación

1.1.1 Objeto y campo de aplicación del Anejo2

(1) El campo de aplicación de la Norma Sismorresistente se define en el apartado **1.1.1** del Anejo 1, y el de este Anejo se define en este apartado. Los demás Anejos de la Norma Sismorresistente se relacionan en el apartado **1.1.3** del Anejo 1.

(2) Dentro del marco del campo de aplicación establecido en el Anejo 1, este Anejo contiene los requisitos de comportamiento, criterios de conformidad y reglas de aplicación a considerar, aplicables al proyecto de puentes sismorresistentes.

(3) Este Anejo abarca primeramente el cálculo sísmico de los puentes en los que las acciones sísmicas horizontales se resisten principalmente mediante la flexión de las pilas o por los estribos; es decir, de los puentes constituidos por sistemas de pilas verticales o casi verticales que soportan la superestructura del tablero de tráfico. También es aplicable al dimensionamiento sísmico de los puentes arco o atirantados, aunque no deberá considerarse que las disposiciones de este Anejo cubren completamente esos casos.

(4) Los puentes colgantes, los de madera y de fábricas, los móviles y los flotantes no se incluyen en el campo de aplicación de este Anejo.

(5) Este Anejo contiene únicamente aquellas disposiciones que, junto con los requisitos pertinentes contenidos en otras partes de la Norma Sismorresistente, así como en el resto de la reglamentación aplicable, deberán respetarse para el proyecto de puentes en las regiones sísmicas. En los casos de baja sismicidad, pueden establecerse criterios de dimensionamiento simplificados (véase el punto **(1)** del apartado **2.3.7**).

(6) En este Anejo se tratan los siguientes temas:

- Requisitos básicos y criterios de conformidad.
- Acciones sísmicas.
- Análisis.
- Comprobación de resistencia.
- Detalles constructivos.

Este Anejo incluye también un capítulo especial sobre aislamiento sísmico, con disposiciones que abarcan la aplicación a los puentes de este método de protección sísmica.

(7) El apéndice G contiene las reglas para el cálculo de los esfuerzos mediante los criterios del dimensionamiento por capacidad.

(8) El apéndice J contiene las reglas que conciernen a las variaciones de las propiedades de cálculo de los aisladores sísmicos y a como dichas variaciones pueden tenerse en cuenta en el cálculo.

NOTA 1 El apéndice A proporciona información acerca de las probabilidades de ocurrencia del terremoto de referencia, así como recomendaciones para la selección de la acción sísmica de cálculo aplicable durante la fase de construcción.

NOTA 2 El apéndice B proporciona información sobre la relación entre ductilidad en desplazamientos y la ductilidad en curvaturas de las rótulas plásticas en las pilas de hormigón.

NOTA 3 El apéndice C proporciona información para la estimación de la rigidez eficaz de los elementos dúctiles de hormigón armado.

NOTA 4 El apéndice D proporciona información para el modelado y el análisis de la variabilidad espacial del movimiento sísmico.

NOTA 5 El apéndice E suministra información sobre las propiedades probables de los materiales y las capacidades de deformación de las rótulas plásticas para los análisis no lineales.

NOTA 6 El apéndice F suministra información y consejos acerca de la masa añadida del agua arrastrada para las pilas sumergidas.

NOTA 7 El apéndice H proporciona consejos e información sobre el análisis estático no lineal (por empujes incrementales).

NOTA 8 El apéndice JJ proporciona información sobre los coeficientes λ de los tipos corrientes de aisladores.

NOTA 9 El apéndice K contiene los requisitos de los ensayos para la validación de las propiedades de cálculo de los aisladores sísmicos.

NOTA 10 Los apéndices A, B, C, D, E, F, H, JJ y K de este Anejo no tienen carácter reglamentario.

1.2 Normas para referencia y consulta

(1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.2** del Anejo 1.

1.3 Hipótesis

(1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.3** del Anejo 1.

1.4 Unidades del sistema internacional (S.I.)

(1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.4** del Anejo 1.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Generalidades

(1) Para los fines de este Anejo se aplican las siguientes definiciones.

1.5.2 Términos comunes

(1) Se aplican los términos y definiciones del apartado **1.4** del Anejo 18 del Código Estructural.

1.5.3 Otros términos utilizados en este Anejo

dimensionamiento por capacidad

Procedimiento de cálculo utilizado cuando se proyectan estructuras con comportamiento dúctil a fin de asegurar la jerarquía de resistencias de los diferentes elementos estructurales, necesaria para lograr la configuración prevista de rótulas plásticas y para evitar los modos de fallo o rotura frágiles.

elementos dúctiles

Elementos capaces de disipar energía mediante la formación de rótulas plásticas.

estructura dúctil

Estructura que, bajo la acción de movimientos sísmicos intensos, es capaz de disipar una cantidad significativa de la energía generada por el sismo mediante la formación de una configuración prevista de rótulas plásticas, o mediante otros mecanismos.

comportamiento dúctil limitado

Comportamiento sísmico de los puentes ante la acción sísmica de cálculo, sin que se produzca una disipación significativa de energía en las rótulas plásticas.

conexión activa

Unión establecida mediante acoplamientos sísmicos.

aislamiento sísmico

Dotación a las estructuras de puentes de dispositivos aislantes especiales, con objeto de reducir la respuesta sísmica (fuerzas y/o desplazamientos).

variabilidad espacial (de la acción sísmica)

Situación en la que el movimiento sísmico es diferente en los distintos soportes del puente y por tanto, la acción sísmica no puede basarse en la caracterización usual del movimiento en un único punto.

comportamiento sísmico

Comportamiento del puente ante el sismo de cálculo el cual, dependiendo de las características de la relación fuerza-desplazamiento global de la estructura, puede ser bien dúctil o bien de ductilidad limitada/esencialmente elástico.

acoplamientos sísmicos

Elementos limitadores del movimiento a través de los cuales puede transmitirse toda o parte de la acción sísmica. Utilizados en combinación con los aparatos de apoyo, pueden disponerse con una holgura apropiada con objeto de que solamente se activen en caso de que se supere el valor de cálculo del desplazamiento sísmico.

longitud mínima de entrega

Medida de seguridad consistente en el establecimiento de una distancia mínima entre el borde interior del elemento sustentado y el exterior del elemento portante. La entrega mínima pretende asegurar que el soporte mantiene su función en el caso de desplazamientos sísmicos extremos.

valor de cálculo del desplazamiento sísmico

Desplazamientos inducidos por las acciones sísmicas de cálculo.

desplazamiento total de cálculo en la situación sísmica de cálculo

Desplazamiento utilizado para determinar las holguras o anchuras adecuadas de las juntas para la protección de los elementos críticos o más importantes. Incluye el valor de cálculo del desplazamiento sísmico, el desplazamiento debido al efecto a largo plazo de las acciones permanentes y cuasipermanentes y una fracción apropiada del desplazamiento debido a los movimientos térmicos.

1.6 Símbolos

1.6.1 Generalidades

(1) Se aplican los símbolos indicados en el apartado **1.5** del Anejo 18 del Código Estructural. Para los símbolos relativos a los materiales, así como para los símbolos no relacionados específicamente con los terremotos, se aplican las disposiciones de la reglamentación específica vigente (véase el punto **(1)** del apartado **1.2** del Anejo 1).

(2) Los símbolos que aparecen más frecuentemente en este Anejo se enumeran y definen en los apartados siguientes. Para facilitar su uso, otros símbolos relativos a las acciones sísmicas se definen en el texto en el lugar donde se utilizan.

1.6.2 Otros símbolos utilizados en los capítulos 2 y 3 del Anejo 2

d_E	valor de cálculo del desplazamiento sísmico (debido únicamente a la acción sísmica de cálculo)
d_{Ee}	desplazamiento sísmico calculado mediante un análisis lineal
d_G	deformación a largo plazo debida a las acciones permanentes y cuasipermanentes
d_g	valor de cálculo del desplazamiento del suelo, de acuerdo con el apartado 3.2.2.4 del Anejo 1
d_i	desplazamiento del suelo del conjunto B en la localización del soporte i
d_{ri}	desplazamiento del suelo en la localización del soporte i , respecto a un soporte de referencia 0
d_T	desplazamiento debido a la acción térmica
d_u	desplazamiento último (con comportamiento no lineal)
d_y	desplazamiento correspondiente al límite elástico
A_{Ed}	acción sísmica de cálculo
F_{Rd}	valor de cálculo de la fuerza resistente a la acción sísmica
L_g	distancia a partir de la cual los movimientos sísmicos del suelo pueden considerarse totalmente independientes
L_i	distancia entre el soporte i y el soporte de referencia 0
$L_{i-1,i}$	distancia entre dos soportes consecutivos, $i-1$ e i
R_i	fuerza de reacción en la base de la pila i
S_a	espectro de respuesta medio en el emplazamiento
S_i	espectro de respuesta en el emplazamiento
T_{eff}	periodo eficaz del sistema de aislamiento
γ_I	coeficiente de importancia
Δd_i	desplazamiento del suelo en la localización de un soporte intermedio i , con respecto a los soportes contiguos $i-1$ e $i+1$
μ_d	coeficiente de ductilidad en desplazamientos
ψ_2	coeficiente de combinación para el valor cuasipermanente de la acción térmica

1.6.3 Otros símbolos utilizados en el capítulo 4 del Anejo 2

d_a	promedio de los desplazamientos transversales de todas las coronaciones de las pilas ante la acción sísmica transversal, o ante la acción de una carga transversal de distribución similar
d_i	desplazamiento del i -ésimo punto nodal
d_m	valor asintótico del espectro para el m -ésimo movimiento en el rango de largos periodos, expresado en términos de desplazamientos
e	$e_a + e_d$
e_a	excentricidad accidental de la masa (= 0,03 L o 0,03 B)
e_d	excentricidad adicional que refleja el efecto dinámico de las vibraciones simultáneas de traslación y rotación (= 0,05 L o 0,05 B)
e_o	excentricidad teórica
g	aceleración de la gravedad
h	canto de la sección transversal en la dirección en que flexa la rótula plástica
k_m	efecto del m -ésimo movimiento independiente
r_i	coeficiente de reducción de la fuerza local requerida en el elemento dúctil i
$r_{\min.}$	valor mínimo de r_i
$r_{\max.}$	valor máximo de r_i
A_{Ed}	acción sísmica de cálculo
A_{Ex}	acción sísmica en la dirección x
A_{Ey}	acción sísmica en la dirección y
A_{Ez}	acción sísmica en la dirección z
B	anchura del tablero
E	máximo valor probable del efecto de una acción
E_i	respuesta en el modo i
F	carga horizontal calculada de acuerdo con el método del modo fundamental
G	peso efectivo total de la estructura, igual al peso del tablero más los pesos de la mitad superior de las pilas
G_i	peso concentrado en el i -ésimo punto nodal
K	rigidez del sistema
L	longitud total del tablero continuo
L_s	distancia entre la rótula plástica y el punto de momento nulo
M	masa total
$M_{Ed,i}$	valor máximo del momento de cálculo para la situación sísmica de cálculo, en la localización prevista de la rótula plástica del elemento dúctil i
$M_{Rd,i}$	momento resistente último de cálculo de la rótula plástica del elemento dúctil i
M_1	momento estático equivalente respecto al eje vertical que pasa por el centro de gravedad del tablero
$Q_{k,l}$	valor característico de la carga de tráfico
R_d	valor de cálculo de la resistencia
$S_d(T)$	aceleración espectral del espectro de respuesta de cálculo
T	periodo del modo fundamental de vibración en la dirección considerada
X	eje horizontal longitudinal del puente
Y	eje horizontal transversal del puente
Z	eje vertical
α_s	índice de cortante de la pila
Δ_d	máxima diferencia entre los desplazamientos transversales de las coronaciones todas las pilas, como consecuencia de la acción sísmica transversal o de la acción de una carga transversal de distribución similar
η_k	esfuerzo axil normalizado (= $N_{Ed}/(A_{cfck})$)

$\theta_{p,d}$	valor de cálculo de la capacidad de rotación de la rótula plástica
$\theta_{p,E}$	demanda de rotación de la rótula plástica
ξ	índice o cociente de amortiguamiento viscoso
$\psi_{2,i}$	coeficiente de combinación para el valor cuasipermanente de la acción variable i

1.6.4 Otros símbolos utilizados en el capítulo 5 del Anejo 2

d_{Ed}	desplazamiento relativo transversal de los extremos del elemento dúctil considerado
f_{ck}	valor característico de la resistencia del hormigón
f_{ctd}	valor cálculo de la resistencia a tracción del hormigón
f_{sd}	tensión reducida de las armaduras para limitar la fisuración
f_{sy}	valor cálculo de la resistencia de las armaduras de los nudos
z_b	brazo mecánico interno de las secciones extremas de las vigas
z_c	brazo mecánico interno de la sección de la rótula plástica del pilar
$A_c (V_c, M_c, N_c)$	efectos obtenidos de la aplicación del dimensionamiento por capacidad
A_c	área de la sección transversal del hormigón
A_{Ed}	acción sísmica de cálculo (acción sísmica solamente)
A_{Sd}	acción correspondiente a la situación sísmica de cálculo
A_{sx}	área de la sección transversal de las armaduras horizontales en el nudo
A_{sz}	área de la sección transversal de las armaduras verticales en el nudo
E_d	esfuerzo de cálculo o valor de cálculo del efecto de la acción en la situación sísmica de cálculo
G_k	valor característico de la carga permanente
M_o	momento de sobrerresistencia (reserva de resistencia) de la rótula plástica
M_{Ed}	valor de cálculo del momento flector en la situación sísmica de cálculo
M_{Rd}	valor de cálculo de la resistencia a flexión de la sección dúctil
N_{Ed}	carga axil en la situación sísmica de cálculo
N_{cG}	carga axil sobre el pilar debida a acciones permanentes o cuasipermanentes en la situación sísmica de cálculo
N_{jz}	carga axil vertical sobre un nudo
Q_{1k}	valor característico de la carga de tráfico
Q_2	valor cuasipermanente de las acciones de larga duración
P_k	valor característico de la carga de pretensado después de todas las pérdidas
R_d	valor de cálculo de la resistencia de la sección
R_{df}	valor de cálculo de la máxima fuerza de fricción o rozamiento de un aparato de soporte deslizante
T_{Rc}	fuerza resultante de las armaduras traccionadas del pilar
$V_{E,d}$	valor de cálculo del esfuerzo cortante
V_{jx}	valor de cálculo del esfuerzo cortante horizontal en un nudo
V_{jz}	valor de cálculo del esfuerzo cortante vertical en un nudo
V_{1bc}	esfuerzo cortante de la viga contigua a la cara a tracción del pilar
γ_M	coeficiente parcial de seguridad del material
γ_o	coeficiente de sobrerresistencia (reserva de resistencia)
γ_{of}	coeficiente de amplificación para el rozamiento debido a los efectos de envejecimiento
$\gamma_{Bd,Bdl}$	coeficiente parcial de seguridad adicional contra los modos frágiles de fallo
ρ_x	cuantía geométrica de las armaduras horizontales en un nudo
ρ_y	cuantía geométrica de los estribos cerrados, en la dirección transversal del panel de unión (perpendicular al plano de las acciones)
ρ_z	cuantía geométrica de las armaduras verticales en un nudo
ψ_{21}	coeficiente de combinación

ΔA_{sx}	área de la armadura horizontal de un nudo, situada fuera del nudo
ΔA_{xz}	área de la armadura vertical de un nudo, situada fuera del nudo

1.6.5 Otros símbolos utilizados en el capítulo 6 del Anejo 2

a_g	valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A (véase 3.2.2.2 del Anejo 1)
b	dimensión entre ejes de la sección transversal del núcleo confinado, perpendicular a la dirección de confinamiento estudiada, medida hasta los ejes de los cercos perimetrales
$b_{\min.}$	menor dimensión del núcleo de hormigón
d_{bL}	diámetro de la armadura longitudinal
d_{eg}	desplazamiento efectivo (relativo entre el estribo y el tablero), debido a la variación espacial del desplazamiento sísmico del suelo
d_{es}	desplazamiento sísmico efectivo del soporte, debido a la deformación de la estructura
d_g	valor de cálculo desplazamiento máximo del suelo, de acuerdo con lo especificado en el apartado 3.2.2.4 del Anejo 1
f_t	resistencia a tracción
f_y	límite elástico del acero
f_{ys}	límite elástico de las armaduras longitudinales
f_{yt}	límite elástico de las horquillas
l_m	longitud mínima del soporte que es capaz de transmitir con seguridad la reacción vertical
l_{ov}	longitud mínima de solape
s	separación de los cercos o paso de espiral en la dirección del eje del elemento
s_L	máxima separación (longitudinal)
s_T	separación entre los cercos u atados transversales adicionales, en la dirección del eje del elemento
s_t	separación transversal
v_g	velocidad del suelo de cálculo
v_s	velocidad de propagación en el suelo de las ondas transversales S, para pequeñas deformaciones a cortante
A_c	área de la sección bruta de hormigón
A_{cc}	área del núcleo de hormigón confinado de la sección
A_{sp}	área de la sección transversal de un cerco o espiral
A_{sw}	área total de la sección transversal de los cercos y horquillas en dirección transversal a la de confinamiento
A_t	área de la sección transversal de una horquilla
D_i	diámetro interior
D_{sp}	diámetro de la espiral o del cerco circular
E_d	empuje total del terreno que actúa sobre el estribo en condiciones sísmicas, como se define en el Anejo 5
F_{Rd}	valor cálculo de la resistencia
L_h	longitud de cálculo de las rótulas plásticas
L_{eff}	longitud efectiva del tablero
Q_d	peso de la sección del tablero unida a una pila o estribo, o el menor de los pesos de dos secciones del tablero, una a cada lado de una junta intermedia de separación
S	coeficiente de suelo descrito en el apartado 3.2.2.2 del Anejo 1
T_c	periodo de esquina del espectro de respuesta elástica, como se describe en el apartado 3.2.2.2 del Anejo 1
a_g	valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A
γ_I	coeficiente de importancia
γ_s	deformación sísmica transversal del suelo en campo libre
δ	parámetro función del cociente f_t / f_y

μ_{Φ}	coeficiente de ductilidad en curvaturas requerido
ΣA_s	suma de las áreas de la sección transversal de las armaduras longitudinales abrazadas por la horquilla
ρ_L	cuantía geométrica de la armadura longitudinal
ρ_w	cuantía geométrica de la armadura transversal
ω_{wd}	cuantía mecánica de la armadura de confinamiento.

1.6.6 Otros símbolos utilizados en el capítulo 7 y en los anexos J, JJ y K del Anejo 2

a_g	valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A
a_{gR}	máxima aceleración de referencia del suelo en un terreno tipo A
d	valor de cálculo del desplazamiento
d_b	desplazamiento del aislador
d_{bd}	valor de cálculo del desplazamiento del aislador, correspondiente al desplazamiento de cálculo del sistema de aislamiento d_{cd}
d_{bi}	desplazamiento del aislador i
$d_{bi,a}$	valor de cálculo del desplazamiento mayorado del aislador i
$d_{bi,d}$	valor de cálculo del desplazamiento del aislador i
d_{cd}	valor de cálculo del desplazamiento del sistema de aislamiento
d_{cf}	valor de cálculo del desplazamiento del sistema de aislamiento, obtenido del análisis por el método del modo fundamental
$d_{d,m}$	desplazamiento del centro de rigidez, deducido del análisis
$d_{G,i}$	desplazamiento inicial en el aislador i
d_{id}	desplazamiento de la superestructura en la localización de la subestructura y del aislador i
d_m	capacidad de desplazamiento del sistema de aislamiento
$d_{m\acute{a}x.}$	desplazamiento máximo
$d_{m,i}$	desplazamiento total máximo en cada aislador i
d_n, d_p	respectivamente, desplazamientos mínimo negativo y mínimo positivo obtenidos en los ensayos
d_{rm}	desplazamiento residual del sistema de aislamiento
d_y	desplazamiento correspondiente al límite elástico
e_x	excentricidad en la dirección longitudinal del puente
r	radio de giro de la masa del tablero respecto al eje vertical que pasa por su centro de gravedad
signo	
$\dot{(d_b)}$	signo del vector velocidad $\dot{d}_b$
t_e	espesor de todas las capas elastoméricas
v	velocidad de desplazamiento de un aislador viscoso
$v_{m\acute{a}x.}$	máxima velocidad de desplazamiento de un aislador viscoso
x_i, y_i	coordenadas planimétricas de la pila i
A_b	área eficaz de la sección transversal de un apoyo elastomérico o elastómero
E_D	energía disipada por ciclo de amplitud igual al valor de cálculo del desplazamiento del sistema de aislamiento d_{cd}
E_{Di}	energía disipada en el aislador i , por ciclo de amplitud igual al valor de cálculo del desplazamiento del sistema de aislamiento d_{cd}
E_E	cargas sísmicas de cálculo
E_{EA}	cargas sísmicas internas obtenidas del análisis
$F_{m\acute{a}x.}$	máxima fuerza correspondiente al valor de cálculo del desplazamiento

F_n, F_p	respectivamente, fuerzas mínima negativa y máxima positiva medidas en los ensayos de aparatos con comportamientos de histéresis o de rozamiento, o bien fuerzas negativa y positiva, correspondientes a d_n y d_p , medidas en los ensayos de aparatos con comportamiento viscoelástico
F_y	fuerza correspondiente al límite elástico, obtenida mediante cargas monótonas
F_0	fuerza correspondiente al desplazamiento nulo, obtenida mediante cargas cíclicas
G_b	módulo de elasticidad transversal del elastómero o apoyo elastomérico
G_g	módulo de elasticidad transversal convencional aparente del elastómero, de acuerdo con la Norma UNE-EN 1337-3
<i>HDRB</i>	aparato de apoyo de caucho de alto amortiguamiento (High Dumping Rubber Bearing)
H_i	altura de la pila i
K_{bi}	rigidez eficaz del aislador i
K_e	rigidez elástica de un aislador histerético bilineal sometido a una carga monótona
K_L	rigidez del núcleo de plomo de un aparato de plomo-caucho
K_p	rigidez post-elástica de un aislador histerético bilineal
K_{eff}	rigidez eficaz del sistema de aislamiento en la dirección horizontal principal considerada, para un desplazamiento igual al valor de cálculo del desplazamiento d_{cd}
$K_{eff,i}$	rigidez mixta de los aisladores y de la pila i correspondiente
K_{fi}	rigidez a rotación de la cimentación de la pila i
K_R	rigidez del aparato de apoyo de caucho o de plomo-caucho
K_{ri}	rigidez a rotación de la cimentación de una pila i
K_{si}	rigidez al desplazamiento del pozo de una pila i
K_{ti}	rigidez a la traslación de la cimentación de una pila i
K_{xi}, K_{yi}	rigidez mixta efectiva de un dispositivo de aislamiento y de la pila i
<i>LRB</i>	aparato de apoyo de caucho con núcleo de plomo (<i>Lead Rubber Bearing</i>)
M_d	masa de la superestructura
N_{sd}	carga axil que actúa a través del aislador
<i>PTFE</i>	Politetrafluorotileno
Q_G	carga axil permanente del aislador
R_b	radio de la superficie de deslizamiento esférica
S	coeficiente de suelo del espectro de respuesta elástica, de acuerdo con el apartado 3.2.2.2 del Anejo 1
T_c, T_D	periodos de esquina del espectro de respuesta elástica, de acuerdo con el punto (1) del apartado 7.4.1 de este Anejo ~~norma~~ y el apartado 3.2.2.2 del Anejo 1
T_{eff}	periodo eficaz del sistema de aislamiento
$T_{min.,b}$	temperatura mínima del aparato de apoyo para el cálculo sísmico
V_d	esfuerzo cortante máximo transmitido por la interfaz de aislamiento
V_f	máximo esfuerzo cortante estimado mediante el método de cálculo del modo fundamental
UBDP	propiedades de cálculo límite superiores de los aisladores (<i>Upper Bound Design Properties of Isolators</i>)
LBDP	propiedades de cálculo límite inferiores de los aisladores (<i>Lower Bound Design Properties of Isolators</i>)
α_b	exponente de la velocidad del amortiguador viscoso
γ_i	coeficiente de importancia del puente
ΔF_{Ed}	carga vertical adicional debida a los efectos sísmicos de vuelco
ΔF_m	incremento de carga entre los desplazamientos $d_m/2$ y d_m
μ_d	coeficiente de rozamiento (o fricción) dinámico
ξ	índice de amortiguamiento crítico viscoso equivalente
ξ_b	contribución de los aisladores al amortiguamiento eficaz
ξ_{eff}	amortiguamiento eficaz del sistema de aislamiento
ψ_{fi}	coeficiente de combinación

2 Requisitos básicos y criterios de conformidad

2.1 Acción sísmica de cálculo

(1) La filosofía de proyecto de este Anejo es alcanzar, con una fiabilidad apropiada para la acción sísmica de cálculo (A_{Ed}), el requisito de ausencia de colapso descrito en el apartado **2.2.2**, así como en el punto (1) del apartado **2.1** del Anejo 1.

(2) A menos que se especifique de otra forma en este Anejo, se aplica el espectro de respuesta elástica correspondiente a la acción sísmica de cálculo, de acuerdo con los apartados **3.2.2.2**, **3.2.2.3** y **3.2.2.4** del Anejo 1. Para la aplicación del método lineal equivalente descrito en el apartado **4.1.6** (usando el coeficiente de comportamiento q), el espectro debe ser el espectro de cálculo, de acuerdo con lo dispuesto en el apartado **3.2.2.5** del Anejo 1.

(3) La acción sísmica de cálculo, A_{Ed} , se expresa en función de:

a) la acción sísmica de referencia, A_{Ek} , asociada a una probabilidad de excedencia de referencia, P_{NCR} , del 10% en 50 años o a un periodo de retorno de referencia, $T_{NCR} = 475$ años; y

b) el factor de importancia γ_i , al objeto de tener en cuenta los diferentes grados de fiabilidad (véase el Anejo 18 del Código Estructural).

$$A_{Ed} = \gamma_i A_{Ek} \quad (2.1)$$

NOTA 1 Véanse el apartado 2.1 y el punto (3) del apartado 3.2.1 del Anejo 1.

NOTA 2 El apéndice A proporciona información sobre la acción sísmica de referencia y sobre la elección de la acción sísmica de cálculo para la fase de construcción.

(4) Los puentes se clasifican por su importancia en función de las consecuencias de su fallo para la vida humana y para el mantenimiento de las comunicaciones, especialmente en el periodo inmediatamente posterior al terremoto, así como de las consecuencias económicas del colapso.

Las clases de importancia de los puentes, atendiendo a criterios de afección por acciones sísmicas, se definen de acuerdo con el uso al que se destine la estructura y con los daños que puede ocasionar su destrucción. Exclusivamente a estos efectos se distinguen las siguientes categorías:

I) Clase de importancia I: Puentes de importancia moderada

Se incluyen aquellos puentes que, a juicio de la administración pública competente, tengan una probabilidad despreciable de que su destrucción pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario u ocasionar daños económicos significativos a terceros.

No se consideran incluidos en esta clase los puentes de ferrocarril.

II) Clase de importancia II: Puentes de importancia normal

Son aquéllos cuya destrucción puede ocasionar víctimas o interrumpir un servicio necesario para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, siempre que no se trate de un servicio imprescindible, ni pueda dar lugar a efectos catastróficos, todo ello a juicio de la administración pública competente.

Se incluyen en esta clase todos los puentes de ferrocarril que no se consideren de importancia especial.

III) Clase de importancia III: Puentes de importancia especial

Son aquéllos cuya destrucción puede interrumpir un servicio imprescindible tras el terremoto o dar lugar a efectos catastróficos, todo ello a juicio de la administración pública competente.

En el caso de puentes de ferrocarril son los siguientes:

- Puentes situados en las líneas principales de acceso a grandes núcleos urbanos, incluyendo todos los correspondientes a la malla principal de cercanías de estos núcleos.
- Puentes situados en líneas de gran tráfico que conectan núcleos importantes de población. En general, serán las líneas integradas en la red principal (tipo A), con velocidad igual o superior a 200 km/h.
- Puentes situados en líneas de Alta Velocidad.
- Puentes situados en líneas que constituyen la única conexión ferroviaria entre dos regiones o grandes núcleos urbanos.
- Puentes que soportan otros servicios vitales para la población (conducciones eléctricas, de agua, etc.).

NOTA Las clases de importancia I, II y III corresponden aproximadamente a las clases de consecuencia CC1, CC2 y CC3, respectivamente, definidas en el apartado **B.3.1** del Anejo 18 del Código Estructural.

(5) Las clases de importancia se caracterizan por diferentes coeficientes de importancia γ_I como se describe en el punto (3) del apartado 2.1, así como en el punto (3) del apartado 2.1 del Anejo 1.

(6) El coeficiente de importancia $\gamma_I = 1,0$ se asocia con una acción sísmica que tiene el periodo de retorno de referencia especificado en el punto (3) del apartado 2.1, así como en el punto (3) del apartado 3.2.1 del Anejo 1.

Clase de importancia I (puentes de importancia moderada): γ_I lo fija la administración pública competente.

Clase de importancia II (puentes de importancia normal): $\gamma_I = 1$

Clase de importancia III (puentes de importancia especial): $\gamma_I = 1,3$.

2.2 Requisitos básicos

2.2.1 Generalidades

(1) El proyecto debe tener como meta el cumplimiento de los dos requisitos básicos siguientes.

2.2.2 No colapso, ausencia de colapso (estado límite último)

(1) Tras la ocurrencia de la acción sísmica de cálculo, el puente debe mantener su integridad estructural y una resistencia residual adecuada, aunque algunas partes del puente puedan sufrir un daño considerable.

(2) En las pilas, se permite que se produzca la plastificación por flexión (es decir, la formación de rótulas plásticas) en secciones específicas. Cuando el puente no dispone de ningún aislamiento sísmico, dicha plastificación por flexión es generalmente necesaria en zonas de elevada sismicidad, a fin de reducir la acción sísmica de cálculo a un nivel que se corresponda con un incremento razonable del costo de construcción adicional, en comparación con el de un puente no proyectado para resistir sismos.

(3) En general, el tablero del puente deberá dimensionarse para evitar daños distintos del daño local a componentes secundarios, tales como las juntas de dilatación, las losas de continuidad (véase el punto (4) del apartado 2.3.2.2) o los pretiles.

(4) Cuando la acción sísmica de cálculo tenga una notable probabilidad de excedencia durante la vida útil del puente, el dimensionamiento deberá buscar una estructura que tolere el daño. Las partes del puente susceptibles de sufrir daños por su contribución a la disipación de energía bajo la acción sísmica de cálculo deberán dimensionarse de modo que, tras su ocurrencia, el puente pueda utilizarse para el tráfico de emergencia y que sean fácilmente reparables.

(5) La acción sísmica puede considerarse como una acción accidental cuando la acción sísmica de cálculo, de acuerdo con el apartado 1.4.3.5 y el punto (2) del apartado 4.1.1 del Anejo 18 del Código Estructural, tenga una baja probabilidad de ser superada durante la vida útil de cálculo del puente. En cualquier caso, deben cumplirse los requisitos de los puntos (3) y (4) anteriores.

2.2.3 Limitación del daño (estado límite de servicio)

(1) Una acción sísmica con una probabilidad de ocurrencia elevada solo puede producir daños menores a los elementos secundarios y a aquellas partes del puente proyectadas para contribuir a la disipación de energía. Todas las demás partes del puente deberán permanecer sin daños.

2.3 Criterios de conformidad

2.3.1 Generalidades

(1) A fin de cumplir con los requisitos básicos establecidos en el apartado 2.2, el proyecto debe satisfacer los criterios indicados en los apartados siguientes. En general, los criterios que buscan explícitamente satisfacer el requisito de ausencia de colapso (2.2.2) cubren al mismo tiempo, implícitamente, el requisito de limitación del daño (2.2.3).

(2) La conformidad con los criterios establecidos en este Anejo implica poder considerar que se satisfacen todos los requisitos básicos del apartado 2.2.

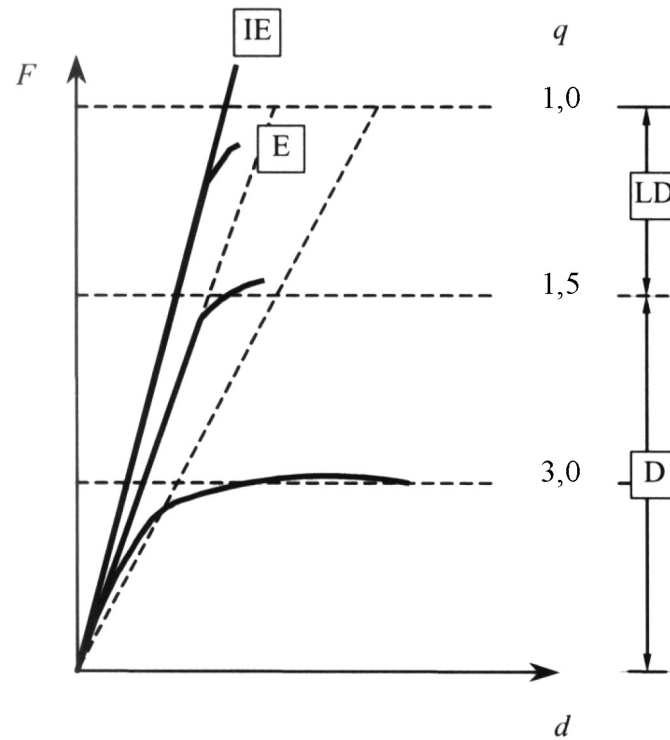
(3) Los criterios de conformidad dependen del comportamiento ante la acción sísmica de cálculo para la que se proyecte el puente. Este comportamiento puede elegirse de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 2.3.2.

2.3.2 Comportamiento sísmico previsto

2.3.2.1 Generalidades

(1) El puente debe proyectarse para que su comportamiento bajo la acción sísmica de cálculo sea bien dúctil, o bien de ductilidad limitada/esencialmente elástico, dependiendo de la sismicidad en el emplazamiento, de si se adopta en el proyecto un sistema de aislamiento sísmico o de cualquier otra

restricción que pueda predominar. Este comportamiento (dúctil o ductilidad limitada) se caracteriza por la relación global carga-desplazamiento de la estructura mostrada esquemáticamente en la figura 2.1 (véase también la tabla 4.1).



Leyenda

- q Coeficiente de comportamiento
- IE Idealmente elástico
- E Esencialmente elástico
- LD Ductilidad limitada
- D Dúctil

Figura 2.1 - Comportamiento sísmico

2.3.2.2 Comportamiento dúctil

(1) En zonas de sismicidad moderada a alta es normalmente preferible, tanto por razones económicas como de seguridad, proyectar el puente para un comportamiento dúctil, es decir, dotarlo de medios fiables para disipar una cantidad significativa de la energía aportada en caso de terremotos severos. Esto se consigue, bien proyectándolo para que se forme una configuración prevista de rótulas plásticas o bien usando dispositivos de aislamiento, de acuerdo con lo dispuesto en el capítulo 7. Los siguientes puntos de este apartado se refieren a un comportamiento dúctil logrado mediante rótulas plásticas de flexión.

(2) Los puentes de comportamiento dúctil deben proyectarse de forma que, mediante la formación de rótulas plásticas de flexión, pueda desarrollarse en la estructura un mecanismo estable plástico parcial o total. Estas rótulas se forman normalmente en las pilas y actúan como elementos primarios de disipación de energía.

(3) La localización de las rótulas plásticas deberá elegirse, en la medida de lo posible, en puntos accesibles para la inspección y reparación.

(4) El tablero del puente debe permanecer en el rango elástico. Sin embargo, se permite la formación de rótulas plásticas (en flexión respecto al eje transversal) en losas dúctiles flexibles de hormigón, siempre que se asegure la continuidad superior de las losas, entre vanos de vigas prefabricadas de hormigón simplemente apoyadas.

(5) Las rótulas plásticas no deben formarse en las secciones de hormigón armado en las que el esfuerzo axial normalizado, η_k , definido en el punto (4) del apartado 5.3, sea mayor de 0,6.

(6) Este Anejo no contiene reglas acerca de la dotación de ductilidad a los elementos pretensados o postensados. Consecuentemente, deberá evitarse la formación de rótulas plásticas en dichos elementos ante la acción sísmica de cálculo.

(7) Las rótulas plásticas de flexión no necesitan formarse necesariamente en todas las pilas. Sin embargo, el comportamiento sísmico post-elástico óptimo de un puente se alcanza si las rótulas plásticas se desarrollan aproximadamente de forma simultánea en tantas pilas como sea posible.

(8) La capacidad de la estructura para formar rótulas plásticas es necesaria a fin de asegurar la disipación de energía y, consecuentemente, un comportamiento dúctil (véase el punto (2) del apartado 4.1.6).

NOTA La deformación de los puentes sostenidos exclusivamente mediante aparatos de apoyo elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento es predominantemente elástica y no conduce, en general, a un comportamiento dúctil (véase el punto (11) del apartado 4.1.6).

(9) La relación global carga-desplazamiento deberá presentar meseta significativa para la carga a partir del límite elástico, y deberá asegurar la disipación de energía mediante histéresis en, al menos, cinco ciclos de deformación inelástica (véanse las figuras 2.1, 2.2 y 2.3).

NOTA Los apoyos elastoméricos utilizados sobre algunos soportes, combinados con un apoyo monolítico sobre otras pilas, pueden dar lugar a que la fuerza resistente se incremente conforme se incrementan los desplazamientos después de que las rótulas plásticas se hayan formado en los demás elementos de sustentación. Sin embargo, la tasa de incremento de la fuerza resistente deberá reducirse apreciablemente después de la formación de las rótulas plásticas.

(10) Los elementos de sustentación (pilas o estribos) unidos al tablero mediante elementos de soporte deslizantes o flexibles (apoyos deslizantes o apoyos elastoméricos flexibles) deberán permanecer, en general, dentro del rango elástico.

2.3.2.3 Comportamiento de ductilidad limitada

(1) En estructuras con un comportamiento de ductilidad limitada no tiene por qué aparecer, bajo la acción sísmica de cálculo, una zona de plastificación con una significativa reducción de la rigidez secante. En términos de características de la relación carga-desplazamiento, no se requiere la formación de una meseta de carga aunque la desviación del comportamiento elástico ideal proporcione alguna disipación de energía por histéresis. Dicho comportamiento se corresponde con un valor del coeficiente de comportamiento $q \leq 1,5$ y en este Anejo debe denominarse como de “ductilidad limitada”.

NOTA Los valores de q en el rango $1 \leq q \leq 1,5$ se atribuyen principalmente al margen inherente entre la resistencia de cálculo y la resistencia probable, para la situación sísmica de cálculo.

(2) Para los puentes en los que la respuesta sísmica pueda estar dominada por los efectos de los modos de vibración más elevados (por ejemplo, los puentes atirantados) o en los que los detalles constructivos de las rótulas plásticas dispuestas para dotarlos de ductilidad puedan no ser fiables (por ejemplo, debido a un gran esfuerzo axil o a una baja relación esfuerzo cortante-luz del vano), se recomienda un coeficiente de comportamiento $q = 1$, correspondiente a un comportamiento elástico.

2.3.3 Comprobaciones de resistencia

(1) En los puentes calculados para un comportamiento dúctil, debe comprobarse que las zonas en las que se prevé la formación de rótulas plásticas tengan una resistencia a flexión adecuada para resistir los efectos de la acción sísmica de cálculo, de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.5. La resistencia al esfuerzo cortante de las rótulas plásticas, así como la resistencia al esfuerzo cortante y a flexión de las demás zonas, deben proyectarse para resistir los “efectos del dimensionamiento por capacidad” especificados en el apartado 2.3.4 (véase también 5.3).

(2) En los puentes calculados para un comportamiento con ductilidad limitada, deberá comprobarse que todas las secciones disponen de una resistencia adecuada para resistir los efectos de la acción sísmica de cálculo descritos en el apartado 5.5 (véase 5.6.2).

2.3.4 Dimensionamiento por capacidad

(1) Los puentes con comportamiento dúctil deben proyectarse por capacidad, a fin de asegurar el establecimiento de una jerarquía de resistencias apropiada en los diversos elementos estructurales. Esto tiene por objeto asegurar que se conseguirá la configuración de rótulas plásticas pretendida y que se evitarán los modos de fallo frágiles.

(2) El cumplimiento del punto (1) anterior debe lograrse mediante usando los “efectos del dimensionamiento por capacidad” en el cálculo de todos los elementos que se pretende que permanezcan en régimen elástico para resistir todos los modos de fallo frágiles. Dichos efectos se obtienen, tal como se especifica en el apartado 5.3, al establecer las condiciones de equilibrio del mecanismo plástico proyectado, cuando todas las rótulas de flexión han desarrollado una cota superior de su resistencia a flexión (sobrerresistencia).

(3) En puentes de comportamiento de ductilidad limitada no se requiere la aplicación del método del dimensionamiento por capacidad.

2.3.5 Disposiciones para lograr ductilidad

2.3.5.1 Requisitos generales

- (1) Las rótulas plásticas previstas deben dotarse de la ductilidad adecuada para asegurar la ductilidad global requerida por la estructura.

NOTA Las definiciones de ductilidades global y local, dadas en los apartados **2.3.5.2** y **2.3.5.3**, pretenden establecer las bases teóricas del comportamiento dúctil. En general, no se precisan para la comprobación práctica de la ductilidad, que se efectúa de acuerdo con el apartado **2.3.5.4**.

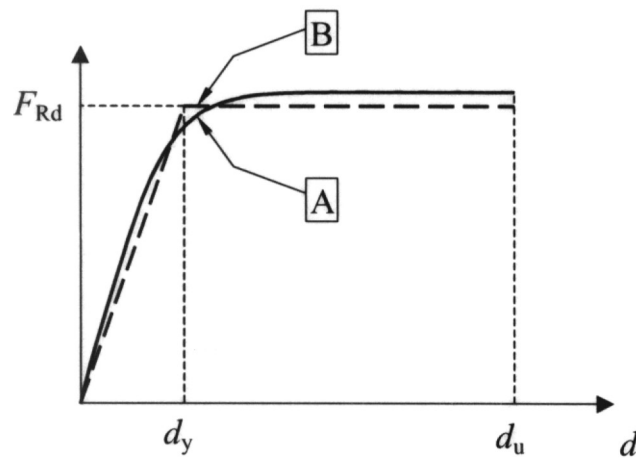
2.3.5.2 Ductilidad global

- (1) El valor de cálculo del coeficiente de ductilidad de la estructura (coeficiente de ductilidad al desplazamiento) se define, a partir de un sistema equivalente de un grado de libertad con un diagrama ideal fuerza-desplazamiento elastoplástico perfecto como se muestra en la figura 2.2, como el cociente entre el desplazamiento correspondiente al estado límite último (d_u) y el desplazamiento correspondiente al límite elástico (d_y), medidos ambos en el centro de gravedad: es decir, $\mu_d = d_u/d_y$.

- (2) Cuando se lleva a cabo un análisis lineal equivalente, se supone que la fuerza correspondiente al límite elástico del diagrama elastoplástico perfecto carga-desplazamiento global es igual a el valor cálculo de la resistencia, F_{Rd} . El desplazamiento correspondiente al límite elástico, que define la rama elástica, se elige de forma que se aproxime al máximo a la curva fuerza- desplazamiento de cálculo (para una carga monótona).

- (3) El desplazamiento último, d_u , se define como el máximo desplazamiento que satisface la siguiente condición: La estructura deberá ser capaz de resistir, al menos, cinco ciclos completos de deformación hasta el desplazamiento último:

- sin que se inicie el fallo de las armaduras de confinamiento en las secciones de hormigón armado, o se produzcan efectos locales de pandeo en las secciones de acero; y
- sin que se produzca una caída de la resistencia de los elementos dúctiles de acero, o un descenso superior al 20% de la resistencia última de los elementos dúctiles de hormigón armado (véase la figura 2.3).

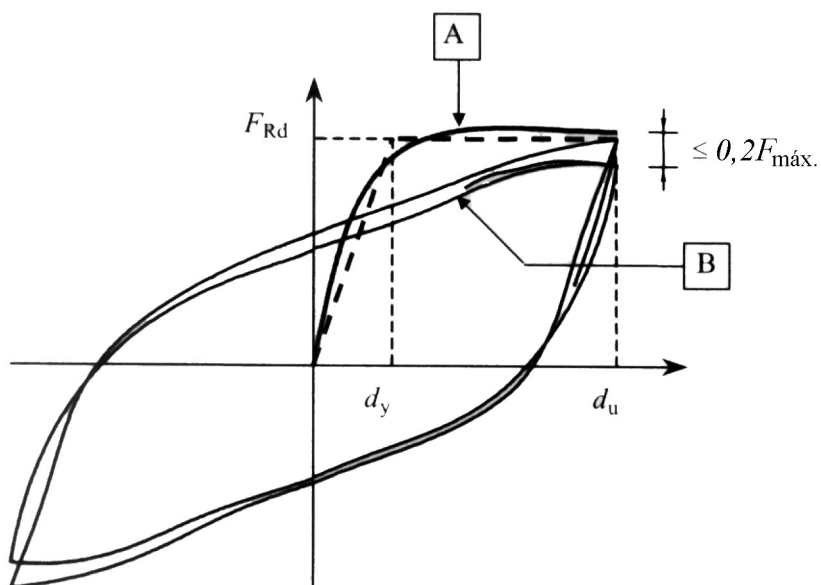


Leyenda

A Cálculo

B Elastoplástico

Figura 2.2 – Diagrama fuerza-desplazamiento global (carga monótona)



Leyenda

A Carga monótona

B Quinto ciclo

Figura 2.3 – Ciclos fuerza-desplazamiento (hormigón armado)

2.3.5.3 Ductilidad local en las rótulas plásticas

(1) La ductilidad global de la estructura depende de la ductilidad local disponible en las rótulas plásticas (véase la figura 2.4). Esto puede expresarse en términos del coeficiente de ductilidad en curvaturas de la sección transversal:

$$\mu_{\Phi} = \Phi_u / \Phi_y \quad (2.2)$$

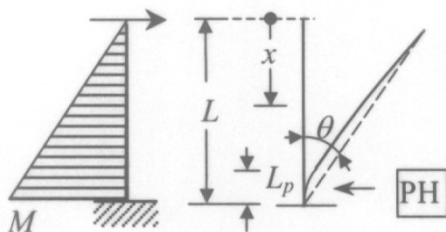
o en términos del coeficiente de ductilidad a rotación para la curvatura última en la extremidad donde se forma la rótula, el cual depende de la capacidad de rotación plástica, $\theta_{p,u} = \theta_u - \theta_y$, de la rótula:

$$\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_y = 1 + (\theta_u - \theta_y) / \theta_y = 1 + \theta_{p,u} / \theta_y \quad (2.3)$$

La amplitud de la rotación correspondiente a una longitud L viene dada por la rotación de cuerda, definida ésta como el ángulo entre la sección extrema de la rótula plástica y la sección de momento nulo, como se muestra en la figura 2.4.

NOTA 1 Para los elementos de hormigón, la relación entre θ_p , Φ_u , Φ_y , L y L_p viene dada por la ecuación (E.16b) del apartado E 3.2.

NOTA 2 La longitud, L_p , de las rótulas plásticas correspondientes a los elementos de hormigón deberá obtenerse como una función de la geometría y de otras características del elemento considerado, mediante la ecuación (E.19) dada en el punto (5) del apartado E3.2.



Leyenda

PH Rótula plástica

$$\theta = \frac{1}{L} \int_0^L \Phi x \, dx$$

Figura 2.4 – Rotación de cuerda

(2) En las expresiones anteriores, las deformaciones últimas deberán ser conformes con las dadas en el punto (3) del apartado 2.3.5.2.

NOTA El Apéndice B proporciona para un caso sencillo la relación entre la ductilidad en curvaturas de una rótula plástica y el coeficiente de ductilidad global en desplazamientos. Esa relación no es aceptable para la comprobación de la ductilidad.

2.3.5.4 Comprobación de la ductilidad

(1) El cumplimiento de las reglas específicas detalladas en el capítulo 6 puede considerarse que asegura la disponibilidad de una ductilidad local y una ductilidad global adecuadas.

(2) Cuando se lleve a cabo un análisis estático o dinámico no lineal, deben comprobarse las demandas de ductilidad en rotación con las capacidades de ductilidad de las rótulas plásticas (véase 4.2.4.4).

(3) Para puentes con comportamiento de ductilidad limitada, deberán aplicarse las disposiciones del apartado 6.5.

2.3.6 Uniones. Control de desplazamientos. Detalles constructivos

2.3.6.1 Rigidez eficaz. Desplazamiento sísmico de cálculo

(1) Cuando se apliquen métodos de análisis lineal equivalente, la rigidez de cada elemento debe elegirse de forma que se corresponda con su rigidez secante para las tensiones máximas calculadas bajo la acción sísmica de cálculo. En elementos que contengan rótulas plásticas, esto se corresponde con la rigidez secante en el límite elástico teórico (véase la figura 2.5).

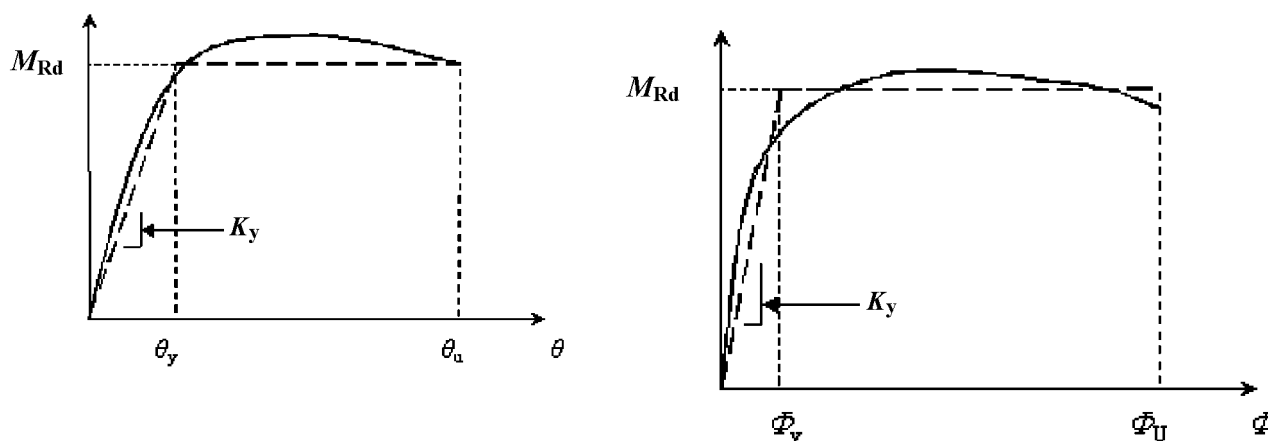


Figura 2.5 – Diagramas momento-deformación en las rótulas plásticas (izquierda: relación momento-rotación de una rótula plástica para el acero estructural; derecha: relación momento-curvatura en una sección transversal de la rótula para el hormigón armado)

(2) Para los elementos de hormigón armado de puentes dimensionados para un comportamiento dúctil, y a menos que se emplee un método más preciso para su estimación, la rigidez eficaz a flexión a considerar para la acción sísmica de cálculo en un análisis lineal (estático o dinámico) puede estimarse del modo siguiente.

- Para pilas de hormigón armado, un valor obtenido en base a la rigidez secante en el límite elástico teórico.
- Para tableros de hormigón armado o pretensado, la rigidez de las secciones brutas no fisuradas de hormigón.

NOTA El Apéndice C proporciona indicaciones para la estimación de la rigidez eficaz de los elementos de hormigón armado.

(3) En puentes dimensionados para un comportamiento de ductilidad limitada, pueden aplicarse bien las reglas del punto (2), o bien puede tomarse para toda la estructura la rigidez a flexión de las secciones no fisuradas de hormigón.

(4) Tanto para puentes dúctiles como para los de ductilidad limitada, deberá tenerse en cuenta la reducción significativa de la rigidez a torsión de los tableros de hormigón, en comparación con la rigidez a torsión del tablero sin fisurar. A menos que se realice un cálculo más preciso, pueden utilizarse los siguientes porcentajes de la rigidez a torsión de la sección bruta sin fisurar:

- para los perfiles abiertos o las losas: puede ignorarse la rigidez a torsión;
- para los cajones pretensados: 50% de la rigidez de la sección bruta no fisurada;
- para los cajones de hormigón armado: 30% de la rigidez de la sección bruta no fisurada.

(5) Tanto para los puentes dúctiles como para los de ductilidad limitada, los desplazamientos obtenidos de un análisis realizado de acuerdo con lo dispuesto en los puntos **(2)** y **(3)** deberán multiplicarse por el cociente entre (a) la rigidez a flexión del elemento utilizado en el análisis, y (b) el valor de la rigidez a flexión correspondiente al nivel de tensiones resultantes de dicho análisis.

NOTA Hay que resaltar que en caso de un análisis lineal equivalente (véase el punto **(1)** del apartado **4.1.6**), una sobreestimación de la rigidez eficaz produce resultados que están del lado de la seguridad respecto a los efectos de la acción sísmica. En tal caso, sólo se necesita corregir los desplazamientos obtenidos del análisis, basándose en la rigidez a flexión correspondiente al nivel de momentos resultante. Por otro lado, si la rigidez eficaz inicialmente supuesta es significativamente menor que la que corresponde a las tensiones reales obtenidas en el análisis, deberá repetirse dicho análisis utilizando una mejor aproximación de la rigidez efectiva.

(6) Si se calcula mediante un análisis sísmico lineal basado en el espectro de respuesta de cálculo, definido de acuerdo con lo dispuesto en el apartado **3.2.2.5** del Anejo 1, los desplazamientos sísmicos de cálculo, d_E , deben deducirse a partir de los desplazamientos, d_{Ee} , obtenidos en dicho análisis, del modo siguiente:

$$d_E = \pm \eta \mu_d d_{Ee} \quad (2.4)$$

donde

η es el coeficiente de corrección del amortiguamiento especificado en el punto **(3)** del apartado **3.2.2.2** del Anejo 1, calculado a partir de los valores del cociente de amortiguamiento viscoso, ξ , indicados en el punto **(1)** del apartado **4.1.3**.

(7) Cuando los desplazamientos d_{Ee} deducen a partir de un análisis elástico lineal basado en el espectro de respuesta elástica definido de acuerdo con lo dispuesto en el apartado **3.2.2.2** del Anejo 1 ($q = 1,0$), el valor de cálculo del desplazamiento, d_E , debe tomarse igual a d_{Ee} .

(8) El coeficiente de ductilidad en desplazamientos debe suponerse igual a los siguientes valores:

- cuando el periodo fundamental, T , en la dirección horizontal considerada es $T \geq T_o = 1,25T_c$, donde T_c es el periodo de esquina definido de acuerdo con lo dispuesto en el apartado **3.2.2.2** del Anejo 1, entonces:

$$\mu_d = q \quad (2.5)$$

- si $T < T_o$, entonces

$$\mu_d = (q - 1) \frac{T_0}{T} + 1 \leq 5q - 4 \quad (2.6)$$

donde q es el valor del coeficiente de comportamiento considerado en el análisis del que se deduce el valor de d_{Ee} .

NOTA La expresión (2.6) proporciona una transición suave entre la regla de “igualdad de desplazamiento” aplicable para $T \geq T_0$ y el tramo de corto periodo (no habitual en el caso de puentes), en el que es conveniente la hipótesis de un valor bajo de q . Para periodos muy pequeños ($T < 0,033$ s), deberá considerarse $q = 1$ (véase también el punto (9) del apartado 4.1.6) con lo que se obtiene $\mu_d = 1$.

(9) Cuando se utilice un análisis no lineal en el dominio del tiempo, las características de deformación de los elementos plastificados deben aproximarse a su comportamiento post-elástico real, tanto en lo que respecta a las ramas de carga y descarga de los ciclos de histéresis, como a los potenciales efectos de degradación (véase 4.2.4.4).

2.3.6.2 Uniones

(1) Las uniones entre los elementos de sustentación y los elementos apoyados deben proyectarse para asegurar la integridad estructural y para evitar descalces en caso de desplazamientos sísmicos muy grandes.

(2) A menos que se especifique otra cosa en este Anejo, los aparatos de apoyo, los conectores y los dispositivos de anclaje para impedir el levantamiento, utilizados para asegurar la integridad estructural, deberán proyectarse de acuerdo con los criterios del dimensionamiento por capacidad (véanse 5.3, 6.6.2.1, 6.6.3.1 y 6.6.3.2).

(3) En las uniones móviles de los puentes nuevos deberán disponerse longitudes de entrega apropiadas entre los elementos de sustentación y los elementos apoyados, a fin de evitar levantamientos por línea de apoyos (véase 6.6.4).

(4) Al rehabilitar puentes existentes, puede utilizarse una conexión activa entre los elementos portantes y soportados (véanse los puntos (3) del apartado 6.6.1 y (1) del apartado 6.6.3.1), como una alternativa a la dotación de longitudes de entrega.

2.3.6.3 Control de desplazamientos. Detalles constructivos

(1) Además de asegurar la demanda de ductilidad global, los detalles estructurales y no estructurales del puente y de sus componentes deben disponerse para que su funcionamiento se adapte a los desplazamientos correspondientes a la situación sísmica de cálculo.

(2) Deben disponerse holguras o espacios vacíos para proteger los elementos estructurales críticos o de mayor importancia. La anchura de dichas holguras debe adecuarse al valor total del desplazamiento correspondiente a la situación sísmica de cálculo, d_{Ee} , determinado del modo siguiente:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 d_T \quad (2.7)$$

donde los diferentes desplazamientos de la expresión anterior deben combinarse con el signo más desfavorable y tienen el siguiente significado:

- d_E es el valor de cálculo del desplazamiento sísmico, determinado de acuerdo con el apartado **2.3.6.1**;
- d_G es el desplazamiento a largo plazo debido a las acciones permanentes y cuasipermanentes (por ejemplo, postesado, retracción y fluencia en tableros de hormigón);
- d_T es el desplazamiento debido a la acción térmica; y
- $\psi_2 = 0,5$ es el coeficiente de combinación para el valor cuasipermanente de la acción térmica.

Cuando sean significativos, los efectos de segundo orden deben tenerse en cuenta en la determinación del valor total del desplazamiento correspondiente a la situación sísmica de cálculo.

(3) El desplazamiento sísmico relativo de cálculo entre dos secciones independientes de un puente, d_E , puede estimarse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores del valor de cálculo del desplazamiento sísmico determinado para cada sección de acuerdo con el apartado **2.3.6.1**.

(4) Las grandes sacudidas, producidas por impactos no previstos entre los elementos estructurales principales, deben evitarse mediante elementos dúctiles/resilientes o mediante dispositivos especiales que absorban la energía (topes). Dichos elementos deben disponer de un juego u holgura igual, al menos, al valor total del desplazamiento correspondiente a la situación sísmica de cálculo, d_{Ed} .

(5) Los detalles constructivos de los elementos estructurales secundarios (por ejemplo, las juntas de dilatación del tablero y los muros laterales o en vuelta de los estribos) que se espera que queden dañados como consecuencia de la acción sísmica de cálculo, deberán concebirse para un modo de fallo previsible y para posibilitar las reparaciones permanentes. Las holguras deberán adecuarse a porcentajes apropiados del valor de cálculo del desplazamiento sísmico y de los movimientos debidos a las acciones térmicas, p_E y p_T , respectivamente, después de permitir cualquier efecto de fluencia y de retracción a largo plazo, de forma que se evite el daño provocado por los terremotos frecuentes. Los valores adecuados de dichos porcentajes pueden seleccionarse en base a un análisis coste-efectividad de las medidas adoptadas para prevenir el daño.

Si se carece de un estudio explícito de optimización, se deberán adoptar los valores siguientes:

$p_E = 0,4$ (para el valor de cálculo del desplazamiento sísmico); $p_T = 0,5$ (para el movimiento debido a la acción térmica).

NOTA En las juntas de los puentes de ferrocarril, los desplazamientos transversales diferenciales pueden tener que ser, bien evitados, o bien limitados a valores adecuados a fin de impedir los descarrilamientos.

2.3.7 Criterios simplificados

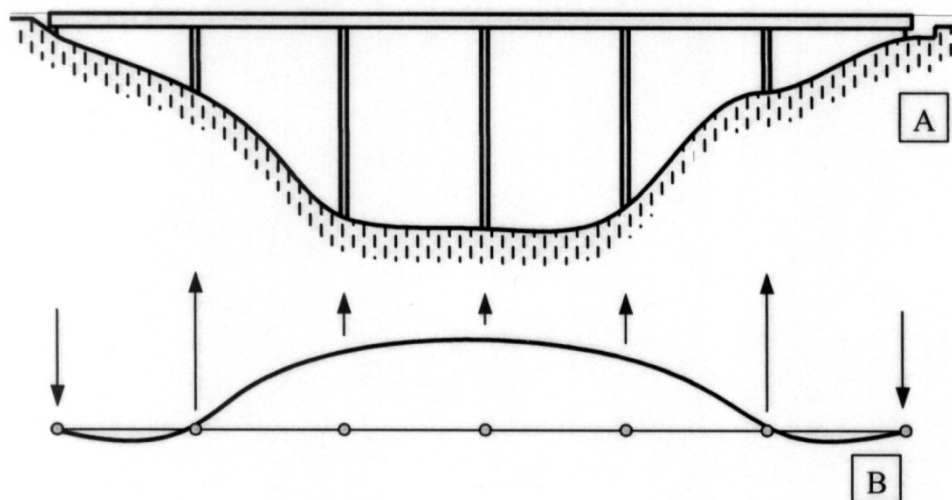
(1) Pueden establecerse criterios simplificados para los casos de baja sismicidad.

NOTA 1 Se consideran como casos de baja sismicidad aquellos en los que el producto $a_g \cdot S$ no sea mayor de $0,1 g$ ($0,98 \text{ m/s}^2$). Véase el punto (4) del apartado 3.2.1 del Anejo 1.

NOTA 2 En zonas de baja sismicidad y para puentes de importancia I o II y con una longitud menor de 15 m, se permite el cálculo de las acciones sísmicas asimilándolas a la fuerza estática equivalente que se corresponde con una aceleración horizontal uniforme igual a $a_g S$. En este caso las disposiciones constructivas serán las relativas a ductilidad limitada.

2.4 Concepción del proyecto

- (1) Es importante considerar las implicaciones de la acción sísmica durante la etapa conceptual del proyecto de los puentes, incluso para los casos de sismicidad baja o moderada.
- (2) En los casos de baja sismicidad, deberá decidirse el tipo de comportamiento sísmico previsto del puente (véase **2.3.2**). Si se elige un comportamiento de ductilidad limitada (o esencialmente elástico), pueden aplicarse los criterios simplificados de acuerdo con lo dispuesto en el apartado **2.3.7**.
- (3) En los casos de sismicidad moderada o alta, es generalmente conveniente elegir un comportamiento dúctil. Deberá decidirse su aplicación, bien mediante la adopción de un mecanismo plástico fiable, o bien mediante el uso de aislamiento sísmico en la base y/o de dispositivos de disipación de energía. Cuando se elige un comportamiento dúctil deberá observarse lo dispuesto en los puntos (4) a (8).
- (4) Deberá decidirse el número de elementos de sustentación (pilas y estribos) que se utilizarán para resistir las fuerzas sísmicas en las direcciones longitudinal y transversal. En general, los puentes con tablero continuo se comportan mejor ante las acciones sísmicas que los que disponen de muchas juntas de dilatación. El comportamiento sísmico óptimo en el rango post-elástico se logra si las rótulas plásticas se desarrollan aproximadamente al mismo tiempo en tantas pilas como sea posible. Sin embargo, el número de pilas resistentes a la acción sísmica puede tener que ser menor que el número total de pilas, lo que se logra mediante el uso de apoyos deslizantes o flexibles entre el tablero y algunas pilas en la dirección longitudinal, a fin de reducir los esfuerzos originados por las deformaciones forzadas o impuestas del tablero a causa de las acciones térmicas, de la retracción y otras acciones no sísmicas.
- (5) Deberá mantenerse un equilibrio entre los requisitos de resistencia y de flexibilidad de los soportes horizontales. La alta flexibilidad reduce la magnitud de las fuerzas laterales inducidas por la acción sísmica de cálculo, pero incrementa el movimiento en las juntas y apoyos móviles, y puede dar lugar a efectos de segundo orden elevados.
- (6) En el caso de puentes con un tablero continuo en los que la rigidez transversal de los estribos y pilas contiguas es muy alta en comparación con la de las demás pilas (como puede ocurrir en valles abruptos), puede ser preferible usar apoyos deslizantes en sentido transversal o elastoméricos sobre las pilas cortas o sobre los estribos, a fin de evitar una distribución desfavorable de la acción sísmica transversal entre las pilas y estribos, tal como se muestra en la figura 2.6.



Leyenda

A Alzado

B Planta

Figura 2.6 – Distribución desfavorable de la acción sísmica transversal

(7) La localización de las áreas para la disipación de energía deberá elegirse de forma que esté asegurada la accesibilidad para la inspección y reparación. Dichos puntos deberán estar claramente indicados en los documentos que proceda del proyecto.

(8) La localización de las áreas donde sea posible o esperable que se produzcan daños sísmicos, distintas de las indicadas en el punto (7) deberá identificarse y la dificultad de las reparaciones deberá reducirse al mínimo.

(9) En puentes excepcionalmente largos, o en puentes que atraviesen formaciones de suelos no homogéneas, deberá determinarse el número y la localización de las juntas de dilatación intermedias.

(10) En puentes que crucen fallas tectónicas potencialmente activas, deberá estimarse el valor de la probable discontinuidad del desplazamiento del suelo a ambos lados de la falla y prever su absorción, bien adecuando la flexibilidad de la estructura o bien dotando a ésta de las juntas pertinentes.

(11) Deberá investigarse el potencial de licuación del suelo de la cimentación de acuerdo con las disposiciones pertinentes del Anejo 5.

3 Acción sísmica

3.1 Definición de la acción sísmica

3.1.1 Generalidades

(1) La complejidad del modelo elegido para describir la acción sísmica debe ser adecuada al movimiento sísmico considerado que se describe y a la importancia de la estructura, así como comparable con la sofisticación del modelo utilizado en el análisis del puente.

(2) En este capítulo sólo se considera el movimiento transmitido por el terreno a la estructura para la cuantificación de la acción sísmica. Sin embargo, los terremotos pueden inducir desplazamientos permanentes del suelo que abarcan desde fallos del terreno a rupturas de fallas. Dichos desplazamientos pueden entrañar deformaciones impuestas con graves consecuencias para los puentes. Este tipo de peligro debe evaluarse mediante estudios específicos. Sus consecuencias deben minimizarse mediante las medidas adecuadas, tales como la elección de un sistema estructural apropiado. En este capítulo no se tratan los efectos de los maremotos o tsunamis.

3.1.2 Aplicación de las componentes del movimiento

(1) En general, sólo necesitan tenerse en cuenta las tres componentes de traslación de la acción sísmica para el proyecto de los puentes. Cuando se aplique el método del espectro de respuesta, el puente puede analizarse por separado para cada una de las componentes de traslación, en las direcciones longitudinal, transversal y vertical, de la acción sísmica. En este caso, la acción sísmica se representa mediante tres acciones de una sola componente, una para cada dirección, cuantificadas de acuerdo con lo dispuesto en el apartado **3.2**. Los efectos de dichas acciones deben combinarse según lo especificado en el apartado **4.2.1.4**.

(2) Cuando se lleve a cabo un análisis no lineal en el dominio del tiempo, el puente debe analizarse bajo la acción simultánea de las distintas componentes.

(3) La acción sísmica se aplica a la interfaz o superficie de contacto entre la estructura y el terreno. Si se utilizan resortes para representar la rigidez del suelo, sea para las zapatas aisladas o para las cimentaciones profundas tales como pilotes, pozos (cajones), etc. (véase el Anejo 5), el movimiento se aplica en el extremo del muelle que modela el suelo.

3.2 Cuantificación de las componentes

3.2.1 Generalidades

(1) Cada componente del movimiento sísmico debe cuantificarse en términos de un espectro de respuesta o de una representación en el dominio del tiempo (compatibles entre ellas), tal como se establece en el capítulo **3** del Anejo 1, el cual recoge también las definiciones básicas.

3.2.2 Espectro de respuesta elástica dependiente del emplazamiento

3.2.2.1 Componente horizontal

(1) La componente horizontal debe establecerse de acuerdo con el apartado **3.2.2.2** del Anejo 1 en función del tipo de terreno existente bajo la cimentación de los soportes del puente. Cuando más de un tipo de terreno se corresponda con dichos soportes, se aplica el apartado **3.3**.

3.2.2.2 Componente vertical

(1) Cuando sea necesario tener en cuenta la componente vertical del movimiento sísmico (véase **4.1.7**), el espectro de respuesta elástico en el emplazamiento de esta componente debe tomarse de acuerdo con lo establecido en el apartado **3.2.2.3** del Anejo 1.

3.2.2.3 Efectos del campo próximo

(1) Cuando el emplazamiento se localice dentro de un radio de 10 km, medidos horizontalmente, a partir de una falla potencialmente activa conocida que pueda originar un sismo de magnitud momento mayor de 6,5, deben utilizarse espectros específicos del emplazamiento que consideren los efectos de campo próximo.

3.2.3 Representación en el dominio del tiempo

(1) Cuando se lleve a cabo un análisis no lineal en el dominio del tiempo deben utilizarse, al menos, tres pares de componentes horizontales en el dominio del tiempo del movimiento del terreno. Los pares deberán elegirse a partir de terremotos con magnitudes, distancias a la fuente y mecanismos, coherentes con los que definen la acción sísmica de cálculo.

(2) Cuando no se dispone del número necesario de pares de registros apropiados del movimiento del suelo, la carencia de movimientos registrados puede reemplazarse mediante registros modificados adecuadamente o acelerogramas artificiales.

(3) La compatibilidad con el pertinente espectro de respuesta elástica con el 5% de amortiguamiento con respecto al crítico, correspondiente a la acción sísmica de cálculo, debe establecerse modulando la amplitud de los movimientos del modo siguiente:

- a) Para cada terremoto, definido por un par de movimientos horizontales, el espectro debe determinarse mediante la regla SRSS, es decir, tomando para cada periodo la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las ordenadas espectrales correspondientes al espectro de cada componente para un amortiguamiento del 5% respecto al crítico.
- b) El espectro correspondiente al conjunto de los terremotos debe construirse promediando los valores de las ordenadas espectrales de cada uno de los espectros obtenidos para cada terremoto mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados en el paso anterior.
- c) El espectro anterior, correspondiente al conjunto de los terremotos, debe escalarse de forma que en el rango de periodos comprendidos entre $0,2 T_1$ y $1,5 T_1$, donde T_1 es el periodo natural del modo fundamental de la estructura en el caso de un puente dúctil o el periodo eficaz (T_{eff}) del sistema aislante en el caso de un puente con aislamiento sísmico (véase **7.2**), no sea menor de 1,3 veces el espectro de respuesta elástico con el 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente a la acción sísmica de cálculo.
- d) El factor de escala deducido en el paso anterior debe aplicarse a cada una de las componentes del movimiento sísmico.

(4) Cuando el espectro obtenido mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las componentes de un acelerograma registrado proporcione aceleraciones que, divididas entre los valores correspondientes al espectro de respuesta elástica para la acción sísmica de cálculo, muestren una gran variación en el rango de periodos especificados en la consideración **c** del punto **(3)** anterior, pueden llevarse a cabo modificaciones del acelerograma registrado, con lo que el espectro obtenido a partir de la citada regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las componentes modificadas se aproximará más al espectro de respuesta elástica correspondiente a la acción sísmica de cálculo.

(5) Las componentes de cada par de registros en el dominio del tiempo deben aplicarse simultáneamente.

(6) Cuando para un análisis no lineal en el dominio del tiempo se utilicen las tres componentes de los registros del movimiento, puede realizarse un escalado de los pares horizontales de componentes de acuerdo con el punto (3), independientemente del escalado de las componentes verticales. Este último escalado debe efectuarse de forma que el promedio de las pertinentes ordenadas espectrales del conjunto no sean inferiores, en más de un 10%, a las del espectro de respuesta elástica con un 5% de amortiguamiento con respecto al crítico, correspondiente a la acción sísmica vertical, en el rango de periodos entre $0,2T_v$ y $1,5T_v$, donde T_v es el periodo correspondiente al modo inferior en el que la respuesta a la componente vertical prevalece sobre la respuesta a las componentes horizontales (por ejemplo en términos de masa movilizada).

(7) Se permite también el uso de pares de registros del movimiento horizontal del suelo en combinación con registros verticales de movimientos sísmicos diferentes, compatibles con los requisitos del punto (1) anterior. El escalado independiente de los pares de registros horizontales y de los registros verticales debe llevarse a cabo tal como se especifica en el punto (6).

(8) Se permite la modificación de la componente vertical del registro definida en los puntos (6) y (7) utilizando el método especificado en el punto (4).

3.2.4 Espectro de cálculo en el emplazamiento para análisis lineal

(1) Tanto las estructuras dúctiles como las de ductilidad limitada deben dimensionarse mediante un análisis lineal que haga uso de un espectro de respuesta reducido, denominado espectro de cálculo, tal como se especifica en el apartado 3.2.2.5 del Anejo 1.

3.3 Variabilidad espacial de la acción sísmica

(1) Para secciones de puente con tablero continuo, la variabilidad espacial debe considerarse cuando se satisfaga, al menos, una de las dos condiciones siguientes:

- Las propiedades del suelo varían a lo largo del puente de forma que a los distintos soportes del tablero les corresponden más de un tipo de terreno (tal como se definen en el apartado 3.1.1 del Anejo 1).
- Las propiedades del suelo son aproximadamente uniformes a lo largo del puente, pero la longitud del tablero continuo supera una longitud límite, $L_{lim} = L_g / 1,5$, donde la longitud L_g se define a en el punto (6) siguiente.

(2) El modelo que describe la variabilidad espacial deberá tener en cuenta, aunque sea sólo de forma simplificada, las propiedades de propagación de las ondas sísmicas, así como la progresiva pérdida de correlación entre los movimientos correspondientes a diferentes puntos debida a la heterogeneidad aleatoria del suelo, lo que implica complejas reflexiones y refracciones de las ondas. El modelo deberá considerar también, aunque sólo fuese de forma simplificada, el incremento adicional de pérdida de correlación debido a las diferencias entre las propiedades mecánicas del suelo existentes a lo largo del puente, lo que también modifica el contenido de las frecuencias de las ondas de un soporte a otro.

NOTA En el apéndice D se presentan modelos de la variabilidad espacial de los movimientos sísmicos, así como métodos apropiados de análisis.

(3) A menos que se realice una evaluación más precisa, puede usarse el método simplificado indicado en los puntos (4) a (7).

(4) La respuesta inercial deberá tenerse en cuenta mediante uno de los métodos especificados en el capítulo 4 (véanse 4.2.1, 4.2.3 y 4.2.4), usando una única excitación sísmica para toda la estructura (por ejemplo, un único espectro de respuesta o los correspondientes conjuntos de acelerogramas compatibles), calculada para el tipo de terreno más severo existente bajo los soportes del puente.

(5) La variación espacial de la acción sísmica puede estimarse mediante las respuestas pseudoestáticas a un conjunto de desplazamientos aplicados en la cimentación de los soportes del tablero del puente. Dichos conjuntos deberán reflejar las configuraciones probables de la variabilidad espacial del movimiento sísmico en campo libre, y deberá elegirse de forma que se induzcan los valores máximos de los efectos de la acción sísmica que se estudian.

(6) Se considera que se satisfacen los requisitos del punto (5) anterior aplicando sobre las correspondientes cimentaciones del soporte o sobre el extremo pegado al suelo del resorte de interés que representa la rigidez del suelo, separadamente en cada dirección horizontal de análisis, cada uno de los dos conjuntos siguientes de desplazamientos horizontales, cuyos efectos no necesitan combinarse:

a) Conjunto A

El conjunto A consta de los desplazamientos relativos:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i \leq d_g \sqrt{2}$$

$$\varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g}$$

con

aplicados simultáneamente con el mismo signo (+ o -) a todos los soportes del puente (1 a n) en la dirección horizontal considerada (véase la figura 3.1).

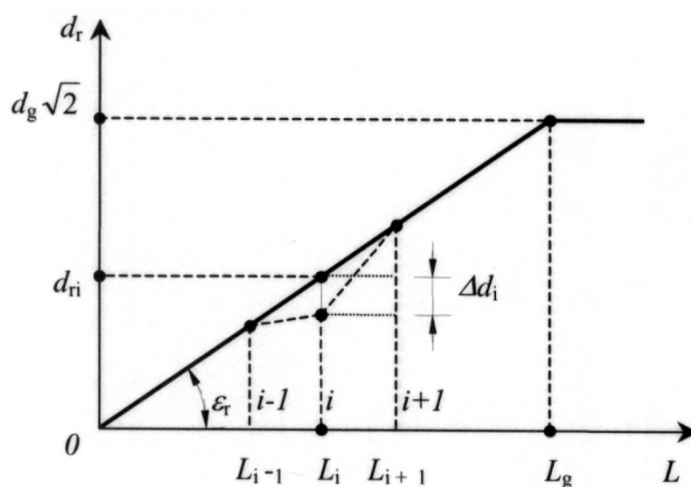


Figura 3.1 - Conjunto de desplazamientos A

donde

- d_g es el valor de cálculo del desplazamiento del suelo correspondiente al tipo de terreno del soporte i , de acuerdo con lo especificado en el apartado **3.2.2.4** del Anejo 1;
- L_i es la distancia (proyección sobre el plano horizontal) del soporte i a un soporte de referencia $i = 0$, que puede elegirse convenientemente como uno de los soportes extremos;
- L_g es la distancia más allá de la cual los movimientos del suelo pueden considerarse totalmente independientes, es decir, carentes de correlación. El valor a asignar a L_g se da en la tabla 3.1, en función del tipo de terreno.

Tabla 3.1 - Distancia más allá de la cual los movimientos del suelo pueden considerarse totalmente independientes

Tipo de terreno	A	B	C	D
L_g (m)	600	500	400	300

b) Conjunto B

El conjunto B abarca la influencia de los desplazamientos del suelo producidos en direcciones opuestas en pilas contiguas. Esto se tiene en cuenta suponiendo unos desplazamientos Δd_i de cualquier soporte intermedio i (> 1) con respecto a sus soportes contiguos, $i-1$ e $i+1$, considerados como fijos (véase la figura 3.1).

$$\Delta d_i = \pm \beta_r \varepsilon_r L_{\alpha v, i}$$

Donde

- $L_{\alpha v, i}$ es el promedio de las distancias $L_{i-1, i}$ y $L_{i, i+1}$, entre el soporte intermedio i y sus soportes contiguos $i-1$ e $i+1$, respectivamente. Para los soportes extremos (0 y n), $L_{\alpha v, 0} = L_{0, 1}$ y $L_{\alpha v, n} = L_{n-1, n}$;
- β_r es un coeficiente que tiene en cuenta la magnitud de los desplazamientos del suelo que tienen direcciones opuestas en soportes contiguos.
- $\beta_r = 0,5$ cuando los tres soportes descansan sobre el mismo tipo de suelo;
- $\beta_r = 1,0$ cuando el tipo de suelo de uno de los soportes es diferente del de los otros dos.
- ε_r tiene el mismo significado que en el conjunto A anterior. Si un cambio de tipo de terreno se produce entre dos soportes, deberá usarse el valor máximo de ε_r .

El conjunto B consta de la siguiente configuración de desplazamientos absolutos impuestos, con signos opuestos en soportes contiguos, i e $i+1$, para $i = 0$ a $n-1$ (véase la figura 3.2).

$$d_i = \pm \Delta d_i / 2$$

$$d_{i+1} = \pm \Delta d_{i+1} / 2$$

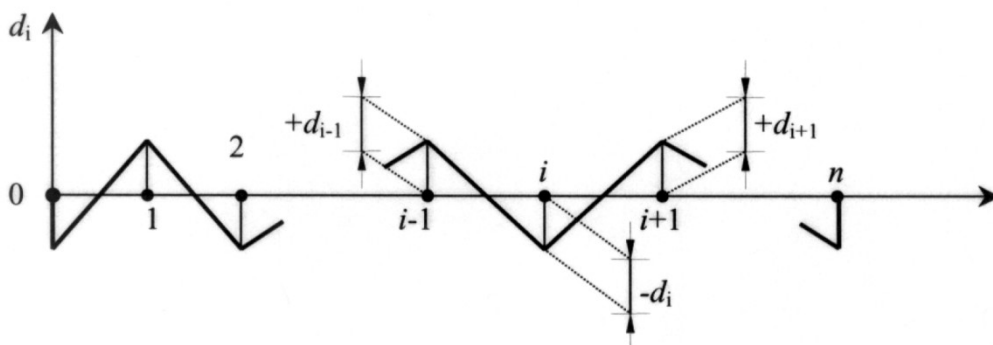


Figura 3.2 – Conjunto de desplazamientos B

(7) En cada dirección horizontal, los efectos más severos resultantes de los análisis pseudoestáticos de los puntos (5) y (6) deben combinarse con los efectos pertinentes de la respuesta inercial del punto (4) mediante el uso de la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SSRS). El resultado de esta combinación determina las respuestas del análisis en la dirección considerada. Para la combinación de los efectos de las diferentes componentes de la acción sísmica, se aplican a las reglas del apartado 4.2.1.4.

(8) Cuando se desarrolle un análisis en el dominio del tiempo, los movimientos sísmicos aplicados a cada soporte deberán reflejar con suficiente fiabilidad la variabilidad espacial probable de la acción sísmica.

NOTA En el apartado D.2 se dan indicaciones para generar muestras de movimientos sísmicos que reflejen la variabilidad espacial probable.

4 Análisis

4.1 Modelado

4.1.1 Grados de libertad dinámicos

(1) El modelo del puente y la elección de los grados de libertad dinámicos deben representar la distribución de masa y rigidez, de forma que todos los modos de deformación y las fuerzas de inercia significativas se movilicen bajo la excitación sísmica de cálculo.

(2) En ciertos casos basta con utilizar en el análisis dos modelos distintos, uno para modelar la respuesta en la dirección longitudinal del puente, y otro para la dirección transversal. En el apartado 4.1.7 se definen los casos en que es necesario considerar la componente vertical de la acción sísmica.

4.1.2 Masas

(1) Deben considerarse los valores medios de las masas permanentes y los valores de las masas cuasipermanentes correspondientes a las acciones variables.

(2) Las masas distribuidas pueden concentrarse en nudos, de acuerdo con los grados de libertad elegidos.

(3) A efectos de cálculo, los valores medios de las acciones permanentes deben tomarse iguales a sus valores característicos.

(4) Los valores cuasipermanentes de las acciones variables deben tomarse iguales a $\psi_{2,1} Q_{k,1}$, donde $Q_{k,1}$ es el valor característico de la carga de tráfico.

A efectos de la aplicación de esta Norma Sismorresistente, los coeficientes de combinación, $\psi_{2,1}$, para la situación sísmica se adoptarán de acuerdo con los siguientes valores:

- Pasarelas y puentes peatonales, $\psi_{2,1} = 0$.
- Puentes de carretera o ferrocarril con tráfico normal, $\psi_{2,1} = 0$.
- Puentes con tráfico elevado (sólo para la sobrecarga uniforme):
 - Puentes de carretera, $\psi_{2,1} = 0,2$;
 - Puentes de ferrocarril, $\psi_{2,1} = 0,3$.

NOTA 1 Los puentes de carretera con condiciones de tráfico elevado pueden considerarse asimilables a los de autopistas y de otras carreteras de importancia nacional. Los puentes de ferrocarril con condiciones de tráfico elevado pueden considerarse asimilables a los de los enlaces ferroviarios interciti y a los de las líneas de alta velocidad.

NOTA 2 Sin perjuicio de lo anterior, deberá realizarse adicionalmente la comprobación considerando las combinaciones de acciones dispuestas en la reglamentación específica vigente.

(5) Cuando las pilas estén sumergidas en agua, y a menos que se haga una evaluación más precisa de la interacción hidrodinámica, puede estimarse que este efecto actúa en las dos direcciones horizontales, considerando una masa añadida de agua arrastrada por unidad de longitud de la pila sumergida. Puede ignorarse la influencia hidrodinámica sobre la acción sísmica vertical.

NOTA El Apéndice F proporciona un procedimiento para el cálculo de la masa añadida de agua arrastrada en las direcciones horizontales, para las pilas sumergidas.

4.1.3 Amortiguamiento de la estructura y rigidez de los elementos

(1) Cuando se realiza un análisis mediante espectro de respuesta, pueden suponerse los siguientes valores del cociente de amortiguamiento viscoso, ξ , en función del material de los elementos en los que se disipa la mayor parte de la energía de deformación durante la respuesta sísmica. En general, esto ocurrirá en las pilas.

Acero soldado	0,02
Acero bulonado	0,04
Hormigón armado	0,05
Hormigón pretensado	0,02

NOTA Cuando la estructura consta de diferentes elementos, i , con diferentes índices de amortiguamiento viscoso, ξ_i , el amortiguamiento viscoso efectivo de la estructura, ξ_{eff} , puede estimarse como:

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{\sum \xi_i E_{di}}{\sum E_{di}}$$

donde E_{di} es la energía de deformación inducida por la acción sísmica en la componente i . Los índices de amortiguamiento eficaz pueden estimarse convenientemente, de forma independiente para cada modo, en base al valor pertinente de E_{di} .

(2) La rigidez de los elementos puede estimarse de acuerdo con el apartado **2.3.6.1**.

(3) En tableros de hormigón que consten de vigas de hormigón prefabricado y losas hormigonadas in situ, las losas de continuidad (véase el punto **(4)** del apartado **2.3.2.2**) deberán incluirse en el modelo de análisis sísmico teniendo en cuenta su excentricidad relativa respecto al eje del tablero y un valor reducido de su rigidez a flexión. A menos que se estime esta rigidez en función de la rotación de las rótulas plásticas pertinentes, puede tomarse un valor del 25% de la rigidez a flexión de la sección bruta de hormigón sin fisurar.

(4) Para los efectos de segundo orden se aplican los puntos **(5)** del apartado **2.4** y **(1)** del apartado **5.4**. Los efectos de segundo orden significativos pueden producirse en puentes con pilas esbeltas y en puentes especiales, tales como los puentes arco y los puentes atirantados.

4.1.4 Modelado del suelo

(1) Para el análisis sísmico del sistema global, los elementos portantes que transmiten la acción sísmica del suelo al tablero deben suponerse, en general, solidarios con el terreno de la cimentación (véase el punto **(3)** del apartado **3.1.2**). Los efectos de la interacción suelo-estructura pueden considerarse, de acuerdo con el Anejo 5, utilizando las oportunas impedancias o resortes representativos del suelo, adecuadamente definidos.

(2) Los efectos de la interacción suelo-estructura deberán tenerse en cuenta siempre en las pilas en las que, ante la acción de una carga unitaria horizontal aplicada en una dirección dada en la coronación de la pila, la flexibilidad del suelo contribuya en más del 20% al desplazamiento total de dicha coronación.

(3) Los efectos de la interacción suelo-estructura sobre los pilotes o los cajones deben determinarse de acuerdo con lo especificado en el apartado **5.4.2** del Anejo 5, teniendo en cuenta las disposiciones del apartado **6.4.2**.

(4) En los casos en que sea difícil estimar fiablemente las propiedades mecánicas del suelo, el análisis deberá llevarse a cabo utilizando los valores probables máximos y mínimos estimados. Las estimaciones máximas de la rigidez del suelo deberán usarse para determinar las solicitaciones y las estimaciones mínimas para los desplazamientos del puente.

4.1.5 Efectos de torsión

(1) Los movimientos de rotación del puente alrededor de un eje vertical sólo deben considerarse en puentes esviados (ángulo de esviaje $\varphi > 20^\circ$) y en puentes con una razón $B/L > 2,0$.

NOTA Dichos puentes tienden a girar respecto al eje vertical, incluso cuando dicho eje coincide teóricamente con el centro de rigidez (L es la longitud total del tablero continuo y B es la anchura del tablero).

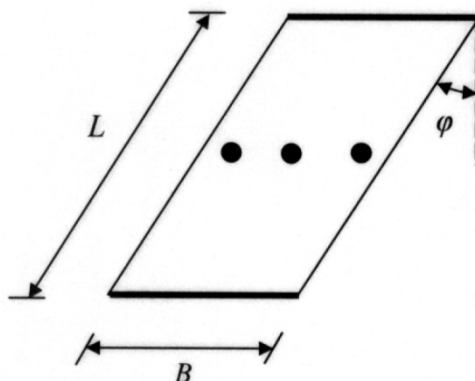


Figura 4.1 – Puente esviado

(2) Por lo general, deberán evitarse los puentes fuertemente esviados ($\varphi > 45^\circ$) en zonas de alta sismicidad. Si esto no es posible y el puente se asienta sobre los estribos mediante aparatos de apoyo, la rigidez horizontal real de dichos aparatos de apoyo deberá modelarse con precisión, teniendo en cuenta la concentración de las reacciones verticales cerca de los ángulos obtusos. Alternativamente, puede usarse una excentricidad accidental mayorada.

(3) Cuando para el cálculo de los puentes esviados se use el método del modo fundamental (véase 4.2.2), debe considerarse que el siguiente momento torsor estático equivalente actúa respecto al eje vertical que pasa por el centro de gravedad del tablero:

$$M_t = \pm F e \quad (4.1)$$

donde

F es la fuerza horizontal calculada de acuerdo con la expresión (4.12);

$$e = e_a + e_d$$

$e_a = 0,03 L$ o $0,03 B$, es la excentricidad accidental de la masa; y

$e_d = 0,05 L$ o $0,05 B$, es una excentricidad adicional que refleja el efecto dinámico de las vibraciones simultáneas de traslación y de rotación.

Para el cálculo de e_a y e_d deben utilizarse las dimensiones L o B , transversales a la dirección de la excitación.

(4) Cuando se utilice un modelo dinámico completo (modelo espacial), la parte dinámica de la excitación de torsión se tiene en cuenta, si el centro de gravedad está desplazado, mediante la introducción de la excentricidad accidental e_a en la dirección y sentido más desfavorables. Sin embargo, los efectos de rotación pueden estimarse también empleando el momento de torsión estático de la expresión (4.1).

(5) La resistencia a la torsión o rotación de una estructura de puente no debe depender de la rigidez a torsión de una única pila. En puentes de un único vano, los aparatos de apoyo deben dimensionarse para resistir los efectos de rotación.

4.1.6 Coeficientes de comportamiento para el análisis lineal

(1) El método de cálculo de referencia de este Anejo es un análisis mediante espectro de respuesta con el espectro de cálculo definido en el apartado **3.2.2.5** del Anejo 1 (véase el punto **(1)** del apartado **3.2.4**). El coeficiente de comportamiento se define globalmente para toda la estructura y refleja su capacidad de ductilidad, es decir, la capacidad de los elementos dúctiles para resistir, con daño aceptable, pero sin fallo, las acciones sísmicas en el rango post-elástico. En el apartado **2.3.2** se especifican los niveles disponibles de ductilidad. La capacidad de los elementos dúctiles para desarrollar rótulas plásticas de flexión es un requisito esencial para la aplicación de los valores del coeficiente de comportamiento q dados para comportamiento dúctil en la tabla 4.1.

NOTA El método de análisis lineal con la consideración de los coeficientes de reducción globales de las fuerzas suficientemente conservadores (coeficientes de comportamiento como los definidos en la tabla 4.1), se considera generalmente un compromiso razonable entre las incertidumbres intrínsecas al problema sísmico y los correspondientes errores admisibles, por un lado, y el esfuerzo requerido para el análisis y el cálculo, por otro.

(2) Esta demanda de capacidad de los elementos dúctiles requerida para desarrollar rótulas plásticas a flexión se considera asegurada cuando se siguen las reglas de detalles constructivos del capítulo **6** y se desarrolla el cálculo de acuerdo con los criterios del dimensionamiento por capacidad como se especifica en el apartado **5.3**.

(3) Los valores máximos del coeficiente de comportamiento q que pueden usarse para las dos componentes sísmicas horizontales se especifican en la tabla 4.1, en función del comportamiento post-elástico de los elementos dúctiles en los que tiene lugar la principal disipación de energía. Si un puente tiene varios tipos de elementos dúctiles, debe usarse el coeficiente de comportamiento q correspondiente al grupo con la mayor contribución a la sismorresistencia. Pueden utilizarse diferentes valores de q en cada una de las dos direcciones horizontales.

NOTA El uso de valores del coeficiente de comportamiento menores que el máximo permitido especificado en la tabla 4.1 conduce normalmente a demandas de ductilidad reducidas, lo que implica por lo general una reducción del daño potencial. El uso de dicho coeficiente reducido queda, en consecuencia, a criterio del proyectista o del propietario.

Tabla 4.1 - Valores máximos del coeficiente de comportamiento q

Tipo de elementos dúctiles	Comportamiento sísmico	
	De ductilidad limitada	Dúctil
Pilas de hormigón armado:		
Pilas verticales trabajando a flexión	1,5	$3,5 \lambda(\alpha_s)$
Pilas inclinadas trabajando a flexión	1,2	$2,1 \lambda(\alpha_s)$
Pilas de acero:		
Pilas verticales trabajando a flexión	1,5	3,5
Pilas inclinadas trabajando a flexión	1,2	2,0
Pilas con triangulaciones centradas	1,5	2,5
Pilas con triangulaciones descentradas	-	3,5
Estribos conectados rígidamente al tablero:		
En general	1,5	1,5
Estructuras encajadas en el terreno (véase 4.1.6(9) , (10))	1,0	1,0
Arcos	1,2	2,0
* $\alpha_s = L_s / h$ es el índice de cortante de la pila, donde L_s es la distancia entre la rótula plástica y el punto de momento nulo, y h es el canto de la sección transversal en la dirección en que flecta la rótula plástica.		

Tipo de elementos dúctiles	Comportamiento sísmico	
	De ductilidad limitada	Dúctil
Para $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1,0$		
$3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$		

NOTA En las pilas de forma rectangular, cuando la zona de compresión bajo la acción sísmica en la dirección global considerada tenga forma triangular, deberá usarse el valor mínimo de los valores de α_s , correspondiente a los dos lados de la sección.

(4) Para todos los puentes con un comportamiento sísmico regular de acuerdo con lo especificado en el apartado **4.1.8**, y en el supuesto de que se satisfagan los requisitos de detalles constructivos establecidos en el capítulo **6**, los valores del coeficiente q detallados para comportamiento dúctil en la tabla 4.1 pueden adoptarse sin ninguna comprobación especial de la ductilidad disponible. Cuando sólo se cumplan los requisitos especificados en el apartado **6.5**, pueden usarse los valores del coeficiente q detallados en la tabla 4.1 para comportamiento de ductilidad limitada, independientemente de la regularidad o irregularidad del puente, sin ninguna comprobación especial de la ductilidad disponible.

(5) Para elementos dúctiles de hormigón armado, los valores del coeficiente q especificados en la tabla 4.1 son válidos cuando el esfuerzo axial reducido η_k , definido en el punto (4) del apartado **5.3**, no supera 0,30. Si $0,30 < \eta_k \leq 0,60$, aunque sea en un único elemento dúctil, el valor del coeficiente de comportamiento debe reducirse a:

$$q_r = q - \frac{\eta_k - 0,3}{0,3}(q - 1) \geq 1,0 \quad (4.2)$$

Deberá tomarse un valor de $q_r = 1,0$ (comportamiento elástico) para los puentes en los que el sistema sismorresistente contenga elementos con $\eta_k \leq 0,6$.

(6) Los valores del coeficiente q dados en la tabla 4.1 pueden adoptarse para un comportamiento dúctil solo si las localizaciones de todas las rótulas plásticas de interés son accesibles para inspección y reparación. En caso contrario, los valores de la tabla 4.1 deben multiplicarse por 0,6; sin embargo, no es necesario considerar los valores finales de q menores de 1,0.

NOTA El término “accesible” utilizado en el punto anterior significa “accesible incluso con una dificultad razonable”. El pie de un pozo de cimentación de una pila situado en un relleno, incluso a profundidad importante, se considera que es “accesible”. Por el contrario, el pie de un pozo de cimentación de una pila sumergida en agua profunda o las cabezas de los pilotes sitas bajo un gran encepado, no deberán considerarse como accesibles.

(7) Cuando se pretende que la disipación de energía tenga lugar en rótulas plásticas situadas en pilotes dimensionados para un comportamiento dúctil, en lugares que no son accesibles, el valor final del coeficiente q que se use no tiene que ser menor de 2,1 para pilotes verticales y de 1,5 para pilotes inclinados (véase también el punto (5) del apartado **5.4.2** del Anejo 5).

(8) Se aplica el punto (4) del apartado **2.3.2.2** relativo a la formación de rótulas plásticas en el tablero.

NOTA En este caso se permite la potencial formación de rótulas plásticas en los elementos secundarios del tablero (losas de continuidad), pero no se deberá confiar en ello para incrementar el valor de q .

(9) Las estructuras de los puentes cuya masa sigue esencialmente el comportamiento sísmico horizontal del suelo (estructuras “encajadas en el terreno”), no experimentan una amplificación significativa de la aceleración horizontal del suelo. Dichas estructuras se caracterizan por un valor muy bajo del periodo natural en las dos direcciones horizontales ($T \leq 0,03$ s). La respuesta inercial de estas estructuras en las direcciones horizontales puede evaluarse mediante el cálculo, directamente a partir de la aceleración del suelo de cálculo y con $q = 1$, de las fuerzas horizontales de inercia. Pertenecen a esta categoría los estribos unidos al tablero mediante elementos flexibles.

(10) Las estructuras de los puentes que constan de un tablero esencialmente horizontal unido rígidamente a ambos estribos (bien monolíticamente, o bien a través de aparatos de apoyo fijos o conectores), pueden considerarse pertenecientes a la categoría del punto (9) anterior, independientemente del valor del periodo natural, si los estribos están empotrados en formaciones rígidas del terreno natural un 80%, al menos, de su superficie lateral. Si no se cumplen dichas condiciones, deberá incluirse entonces en el modelo la interacción con el terreno en el emplazamiento de los estribos, utilizando parámetros realistas de la rigidez del suelo. Si $T > 0,03$ s, deberá utilizarse entonces el espectro de cálculo definido en el apartado 3.2.2.5 del Anejo 1 con $q = 1,50$.

(11) Cuando la parte principal de la acción sísmica de cálculo se resiste mediante apoyos elastoméricos, la flexibilidad de dichos apoyos conduce a un comportamiento prácticamente elástico del sistema. Los puentes de este tipo deben dimensionarse de acuerdo con el capítulo 7.

NOTA Por lo general, ninguna rótula plástica se desarrollará en las pilas que estén unidas al tablero en la dirección considerada mediante elementos flexibles. Una situación similar ocurrirá en cada una de las pilas que tenga muy poca rigidez en comparación con la de las demás pilas (véase el punto (7) del apartado 2.3.2.2 y la NOTA que sigue al punto (9)). Dichos elementos tienen una contribución despreciable a la hora de resistir las acciones sísmicas y, consecuentemente, no afectan al valor del coeficiente q (véase el punto (3) del apartado 4.1.6).

(12) El coeficiente de comportamiento para el análisis en la dirección vertical debe tomarse siempre igual a 1,0.

4.1.7 Componente vertical de la acción sísmica

(1) En general, no será necesario tener en cuenta los efectos de la componente vertical de la acción sísmica sobre las pilas, salvo en zonas de elevada sismicidad si las pilas están sometidas a grandes esfuerzos de flexión debidos a las acciones verticales permanentes del tablero, o cuando el puente está situado a menos de 5 km de una falla sismotectónica activa, en cuyo caso la acción sísmica vertical se determina de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 3.2.2.3.”

(2) Siempre deben tenerse en cuenta los efectos de la componente sísmica vertical actuando en sentido ascendente sobre los tableros de hormigón pretensado.

(3) Siempre deben tenerse en cuenta los efectos de la componente sísmica vertical sobre los aparatos de apoyo y conectores.

(4) La estimación de los efectos de la componente vertical puede llevarse a cabo usando el método del modo fundamental y el modelo de tablero flexible (véase 4.2.2.4).

4.1.8 Comportamiento sísmico regular e irregular de los puentes dúctiles

(1) Designando como $M_{Ed,i}$ al valor máximo del momento flector de cálculo en la localización de la rótula plástica prevista en el elemento dúctil i , tal como se deduce del análisis para la situación sísmica de cálculo, y como $M_{Rd,i}$ al momento resistente último de cálculo de la misma sección con sus armaduras reales bajo la acción concurrente de los efectos de las acciones no sísmicas en la situación sísmica de cálculo, el coeficiente de reducción de la fuerza local r_i asociada al elemento i , sometido a la acción sísmica específica, se define entonces como:

$$r_i = q \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} \quad (4.3)$$

NOTA 1 Dado que $M_{Ed,i} \leq M_{Rd,i}$, se deduce que $r_i \leq q$.

NOTA 2 Cuando en un puente regular el valor máximo de r_i de entre todos los elementos dúctiles, $r_{m\acute{a}x.}$, es notablemente menor que q , el proyecto no puede aprovechar completamente los máximos valores permitidos de q . Cuando $r_{m\acute{a}x.} = 1,0$ el puente responde elásticamente al terremoto de cálculo considerado.

(2) Debe considerarse que un puente tiene un comportamiento sísmico regular en la dirección horizontal analizada, cuando se satisface la siguiente condición:

$$\rho = \frac{r_{m\acute{a}x.}}{r_{m\acute{i}n.}} \leq \rho_0 \quad (4.4)$$

donde

$r_{m\acute{i}n.}$ es el valor mínimo de r_i ;

$r_{m\acute{a}x.}$ es el valor máximo de r_i de entre todos los elementos dúctiles i ; y

ρ_0 es un valor límite seleccionado para asegurar que la plastificación secuencial de los elementos dúctiles no dará lugar a inaceptables demandas de elevada ductilidad en un elemento. Se, adopta el valor $\rho_0 = 2,0$.

(3) Uno o más elementos dúctiles (pilas) pueden quedar exentos del cálculo anterior de $r_{m\acute{i}n.}$ y $r_{m\acute{a}x.}$ si su contribución total al esfuerzo cortante no supera el 20% del esfuerzo cortante sísmico total en la dirección horizontal considerada.

(4) Debe considerarse que los puentes que no satisfacen la expresión (4.4) tienen un comportamiento sísmico irregular en la dirección horizontal considerada. Dichos puentes deben calcularse, bien utilizando un valor de q reducido:

$$q_r = q \frac{\rho_0}{\rho} \geq 1,0 \quad (4.5)$$

o bien en base a los resultados de un análisis no lineal, de acuerdo con lo especificado en el apartado 4.1.9.

4.1.9 Análisis no lineal de puentes irregulares

(1) En puentes con comportamiento sísmico irregular, la plastificación secuencial de los elementos dúctiles (pilas) puede causar desviaciones substanciales de los resultados del análisis lineal equivalente realizado con la hipótesis de un coeficiente global de reducción de la fuerza q (coeficiente de comportamiento), comparados con los de la respuesta no lineal de la estructura del puente. Las desviaciones se deben principalmente a las siguientes causas:

- Las rótulas plásticas que aparecen en primer lugar desarrollan normalmente las máximas deformaciones post-elásticas, lo que puede conducir a una concentración de demandas de ductilidad inaceptables en dichas rótulas.
- Tras la formación de las primeras rótulas plásticas (normalmente en los elementos más rígidos), la distribución de rigideces y, por tanto, de fuerzas puede cambiar con respecto a las predichas por el análisis lineal equivalente. Esto puede llevar a un cambio substancial de la configuración supuesta de rótulas plásticas.

(2) En general, la respuesta real de los puentes irregulares ante la acción sísmica de cálculo puede estimarse por medio de un análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo, realizado de acuerdo con lo dispuesto en el apartado **4.2.4**.

(3) De acuerdo con lo especificado en el apartado **4.2.5**, puede obtenerse también un valor aproximado de la respuesta no lineal mediante una combinación de un análisis lineal equivalente con un análisis estático no lineal (análisis por el método del empuje incremental).

4.2 Métodos de análisis

4.2.1 Análisis dinámico lineal. Método del espectro de respuesta

4.2.1.1 Definición y campo de aplicación

(1) El análisis mediante el espectro de respuesta es un cálculo elástico de las máximas respuestas dinámicas de todos los modos significativos de la estructura, usando las ordenadas del espectro de cálculo en el emplazamiento (véase el apartado **3.2.2.5** del Anejo 1). La respuesta global se obtiene mediante una combinación estadística de las máximas contribuciones modales. Dicho análisis puede aplicarse en todos los casos en que se permita un análisis lineal.

(1) Los efectos de la acción sísmica deben determinarse a partir de un adecuado modelo lineal discreto (modelo dinámico completo), idealizado de acuerdo con las leyes de la Mecánica y con los principios del análisis estructural, y compatible con una idealización asociada de la acción sísmica. En general, este modelo es un modelo espacial.

4.2.1.2 Modos significativos

(1) Deben tenerse en cuenta todos los modos que tengan una contribución significativa a la respuesta total de la estructura.

(2) Para los puentes en los que la masa total M pueda considerarse como una suma de las “masas modales efectivas”, M_i , el criterio del punto (1) anterior se considera satisfecho si la suma de las masas modales efectivas de los modos considerados, $(\sum M_i)_c$, constituye, al menos, el 90% de la masa total del puente.

(3) Si después de considerar todos los modos con $T \leq 0,033$ s no se satisface la condición del punto (2), puede considerarse aceptable el número de modos considerado, siempre que se satisfagan las dos condiciones siguientes:

- $(\sum M_i)_c / M \geq 0,70$
- Los valores finales de los efectos de la acción sísmica se multipliquen por $M / (\sum M_i)_c$

4.2.1.3 Combinación de las respuestas modales

(1) En general, el valor máximo probable E de un efecto de una acción sísmica (esfuerzo, desplazamiento, etc.) debe tomarse igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales E_i (regla SRSS):

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (4.6)$$

Debe suponerse que este efecto de la acción actúa en los dos sentidos (con signos + y -).

(2) Cuando dos modos tienen periodos naturales muy próximos, la regla SRSS (expresión (4.6)) no es conservadora y deben aplicarse reglas más precisas. Dos periodos naturales T_i , T_j , pueden considerarse muy próximos si satisfacen la condición:

$$\frac{0,1}{0,1 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \leq \rho_{ij} = T_i / T_j \leq 1 + 10 \sqrt{\xi_i \xi_j} \quad (4.7)$$

donde ξ_i y ξ_j son los índices de amortiguamiento viscoso de los modos i y j , respectivamente (véase el punto (3)).

(3) Para dos modos cualesquiera que satisfagan la expresión (4.7), puede utilizarse el método de la combinación cuadrática completa (CQC), en vez de la regla SRSS:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j} \quad (4.8)$$

con $i = 1 \dots n$, $j = 1 \dots n$

En la expresión (4.8), r_{ij} es el coeficiente de correlación:

$$r_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \rho_{ij} \xi_j) \rho_{ij}^{3/2}}{(1 + \rho_{ij}^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j \rho_{ij} (1 + \rho_{ij}^2) + 4 (\xi_i^2 + \xi_j^2) \rho_{ij}^2} \quad (4.9)$$

donde

ξ_i y ξ_j son los índices de amortiguamiento viscoso i correspondientes a los modos i y j , respectivamente.

NOTA La expresión (4.9) da $r_{ij} = r_{ji}$. Cuando $T_i = T_j$, entonces $\xi_i = \xi_j$ y $r_{ij} = 1$.

4.2.1.4 Combinación de las componentes de la acción sísmica

(1) El efecto máximo probable de la acción E debido a la actuación simultánea de las componentes de la acción sísmica a lo largo de los ejes horizontales X e Y y del vertical Z , puede estimarse de acuerdo con lo dispuesto en el punto (4) del apartado 4.3.3.5.2 del Anejo 1, es decir, mediante la aplicación de la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) a los efectos máximos de la acción, E_x , E_y y E_z , debidos a las acciones sísmicas calculadas independientemente a lo largo de cada eje.

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (4.10)$$

(2) De acuerdo de nuevo con el punto (4) del apartado 4.3.3.5.2 del Anejo 1, el máximo efecto probable de la acción, E , puede tomarse como el pésimo de los efectos calculados mediante las expresiones (4.18) a (4.22) del Anejo 1.

4.2.2 Método del modo fundamental

4.2.2.1 Definición

(1) En el método del modo fundamental las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes se deducen a partir de las fuerzas de inercia correspondientes al modo fundamental y al periodo natural de la estructura en la dirección que se considera, tomando la ordenada que corresponda del espectro de cálculo en el emplazamiento. El método incluye también simplificaciones relativas a la forma geométrica del primer modo y a la estimación del periodo fundamental.

(2) Dependiendo de las características específicas del puente, puede aplicarse este método mediante el empleo de tres tipos diferentes de modelos, denominados:

- modelo de tablero rígido
- modelo de tablero flexible
- modelo de pila única

(3) Para la combinación de las componentes de la acción sísmica, deben aplicarse las reglas del apartado 4.2.1.4.

4.2.2.2 Campo de aplicación

(1) El método puede aplicarse en todos los supuestos en que el comportamiento dinámico de la estructura pueda aproximarse suficientemente mediante un modelo de un único grado de libertad dinámico. Esta condición se considera satisfecha en los casos siguientes:

(a) En la dirección longitudinal de los puentes aproximadamente rectos con tablero continuo, cuando las fuerzas sísmicas se resisten mediante pilas cuya masa total es menor del 20% de la masa total del tablero.

(b) En la dirección transversal del caso (a), si el sistema estructural es aproximadamente simétrico con respecto al centro del tablero, es decir, cuando la excentricidad teórica, e_o , entre el centro de

rigidez de los elementos de sustentación y el centro de gravedad del tablero no supera el 5% de la longitud del tablero (L).

(c) En el caso de pilas que soporten tramos simplemente apoyados, si no se espera ninguna interacción significativa entre las pilas y si la masa total de cada pila es menor que el 20% de la parte del tablero que gravita sobre ella.

4.2.2.3 Modelo de tablero rígido

(1) Este modelo puede aplicarse solamente cuando, bajo la acción sísmica, la deformación del tablero en un plano horizontal sea despreciable en comparación con los desplazamientos horizontales de las cabezas de las pilas. Esta condición se cumple siempre en la dirección longitudinal de los puentes aproximadamente rectos con tablero continuo. El tablero puede suponerse rígido en la dirección transversal, bien si $L/B \leq 4,0$, o bien si se satisface la siguiente condición:

$$\frac{\Delta_d}{d_a} \leq 0,20 \quad (4.11)$$

donde

L es la longitud total del tablero continuo;

B es la anchura del tablero; y

Δ_d y d_a son, respectivamente, las diferencias máxima y media de los desplazamientos transversales de todas las cabezas de las pilas, debidos a la acción sísmica de cálculo o a la acción de una carga transversal de distribución similar.

(2) Los efectos sísmicos deben determinarse aplicando al tablero una fuerza horizontal estática equivalente, F , dada por la expresión:

$$F = M S_d(T) \quad (4.12)$$

donde

M es la masa efectiva total de la estructura, igual a la masa del tablero más la de la mitad superior de las pilas;

$S_d(T)$ es la aceleración espectral correspondiente al espectro de cálculo (véase el apartado 3.2.2.5 del Anejo 1), para el periodo fundamental T del puente, estimado como:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (4.13)$$

donde $K = \sum K_i$ es la rigidez del sistema, igual a la suma de las rigideces de los elementos resistentes.

(3) En la dirección transversal, la fuerza F puede distribuirse a lo largo del tablero proporcionalmente a la distribución de las masas efectivas.

4.2.2.4 Modelo de tablero flexible

- (1) El modelo de tablero flexible debe emplearse cuando no se satisface la expresión (4.11).
- (2) A menos que se realice un cálculo más preciso, el periodo fundamental de la estructura en la dirección horizontal considerada puede estimarse mediante el cociente de Rayleigh, utilizando un sistema generalizado de un único grado de libertad, del modo siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum M_i d_i^2}{g \sum M_i d_i}} \quad (4.14)$$

donde

M_i es la masa concentrada en el i -ésimo nodo;

d_i es el desplazamiento en la dirección que se estudia cuando la estructura está sometida a fuerzas gM_i , que actúan en todos los nodos en la dirección horizontal considerada.

- (3) Los efectos sísmicos deben determinarse mediante la aplicación, en todos los nodos, de fuerzas horizontales F_i dadas por:

$$F_i = \frac{4\pi^2}{gT^2} S_d(T) d_i M_i \quad (4.15)$$

donde

T es el periodo del modo fundamental de vibración para la dirección horizontal considerada;

M_i es la masa concentrada en el i -ésimo punto nodal;

d_i es el desplazamiento del i -ésimo punto nodal, calculado a partir de una deformada modal aproximada del primer modo (puede tomarse igual a los valores determinados en el punto (2) anterior);

$S_d(T)$ es la aceleración espectral del espectro de cálculo (véase 3.2.2.5 del Anejo 1); y

g es la aceleración de la gravedad.

4.2.2.5 Efectos de torsión en la dirección transversal (rotación respecto al eje vertical)

- (1) Cuando se use el modelo de tablero rígido o flexible en la dirección transversal de un puente, los efectos de torsión pueden estimarse aplicando de un momento torsor estático, M_t , de acuerdo con lo dispuesto en la expresión (4.1) del punto (3) del apartado 4.1.5. La excentricidad debe puede estimarse del modo siguiente:

$$e = e_o + e_a \quad (4.16)$$

donde

e_o es la excentricidad teórica (véase el caso (b) del punto (1) del apartado 4.2.2.2);

$e_a = 0,05 L$ es una excentricidad adicional que considera los efectos de las amplificaciones accidental y dinámica.

(2) La fuerza F puede determinarse, bien a partir de la expresión (4.12), o bien como ΣF_i a partir de la expresión (4.15). El momento M_i puede distribuirse entre los elementos de sustentación usando el modelo del tablero rígido.

4.2.2.6 Modelo de pila única

(1) En algunos casos, la acción sísmica en la dirección transversal del puente es resistida principalmente por las pilas, sin interacción significativa entre pilas contiguas. En tales casos, los efectos de la acción sísmica que actúan sobre la i -ésima pila pueden evaluarse aproximadamente aplicando sobre ella una fuerza estática equivalente:

$$F_i = M_i S_d(T_i) \quad (4.17)$$

donde

M_i es la masa efectiva atribuida a la pila i ; y

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}} \quad (4.18)$$

es el periodo fundamental de la dicha pila, considerada independientemente del resto del puente.

(2) Esta simplificación puede aplicarse como una primera aproximación en análisis preliminares cuando para todas las pilas contiguas, i e $i+1$, para los resultados de la expresión (4.18) se cumpla la siguiente condición:

$$0,90 \leq T_i/T_{i+1} \leq 1,10 \quad (4.19)$$

En caso contrario, se precisa una redistribución de las masas efectivas atribuidas a cada pila que permita satisfacer la condición anterior.

4.2.3 Métodos lineales alternativos

4.2.3.1 Análisis con series temporales

(1) En un análisis con series temporales, la acción sísmica de cálculo debe tomarse como el valor medio de la respuesta extrema calculada para cada acelerograma del conjunto de registros en el dominio del tiempo considerado. Para la selección de estos registros se aplica lo dispuesto en el apartado 3.2.3.

4.2.4 Análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo

4.2.4.1 Generalidades

(1) La respuesta en función del tiempo de la estructura debe obtenerse mediante la integración numérica directa de las ecuaciones diferenciales no lineales del movimiento. La excitación sísmica

debe consistir en movimientos del suelo en el dominio del tiempo (acelerogramas, véase **3.2.3**). Deben tenerse en cuenta los efectos para la situación sísmica de cálculo de las cargas gravitatorias y de las demás acciones cuasipermanentes, así como los efectos de segundo orden.

(2) A menos que se indique lo contrario en esta norma, este método puede usarse solamente en combinación con un análisis normalizado mediante espectro de respuesta para obtener una idea sobre la respuesta post-elástica y una comparación entre las demandas necesaria y disponible de ductilidad local. Generalmente, los resultados del análisis no lineal no deben usarse para rebajar los requisitos obtenidos en un análisis mediante espectro de respuesta. Sin embargo, en caso de puentes irregulares (véase **4.1.8**) o con dispositivos de aislamiento sísmico (véase el capítulo **7**), los valores más bajos estimados a partir de un análisis riguroso en el dominio del tiempo pueden sustituirse por los resultados del análisis mediante espectro de respuesta.

4.2.4.2 Movimientos del suelo y combinación de cálculo

- (1) Se aplican las disposiciones del apartado **3.2.3**.
- (2) Se aplican las disposiciones del punto (1) del apartado **5.5** y el apartado **4.1.2**.

4.2.4.3 Efectos de la acción de cálculo

(1) Cuando se lleve a cabo un análisis dinámico no lineal para, al menos, siete pares independientes de movimientos horizontales del suelo, el promedio de cada respuesta aislada puede usarse como el valor de cálculo de los efectos de la acción, excepto si se establece otra cosa en esta norma. Cuando se lleven a cabo menos de siete análisis dinámicos no lineales para los correspondientes pares independientes de movimientos excitadores, las respuestas máximas del conjunto deberán utilizarse como efectos de las acciones de cálculo.

4.2.4.4 Estructuras dúctiles

(1) Objetivos

Los principales objetivos de un análisis no lineal en el dominio del tiempo de un puente dúctil son los siguientes:

- La identificación de la configuración real de formación de una rótula plástica.
- La estimación y comprobación de las probables demandas de deformación post-elástica en las rótulas plásticas, y la estimación de las demandas de desplazamientos.
- La determinación de los requisitos de resistencia para la prevención de los modos de fallo no dúctiles en la superestructura y para la comprobación del suelo.

(2) Requisitos

Para una estructura dúctil sometida a elevadas demandas de ductilidad local, la consecución de los objetivos anteriores requiere lo siguiente:

(a) Una identificación realista de la extensión de la estructura que permanece elástica. Dicha identificación deberá basarse en los valores probables de las tensiones y deformaciones elásticas de los materiales.

(b) En las zonas de rótulas plásticas los diagramas tensión-deformación, tanto para el hormigón como para las armaduras o el acero estructural, deberán reflejar el comportamiento post-elástico probable, teniendo en cuenta el confinamiento del hormigón, cuando sea relevante, y los efectos de endurecimiento de deformaciones y/o pandeo local para el acero. Deberá modelarse adecuadamente la forma de los bucles de histéresis, teniendo en cuenta la degradación de la resistencia y de la rigidez, así como las pérdidas por histéresis, si se ponen en evidencia mediante ensayos de laboratorio adecuados.

(c) La comprobación de que las demandas de deformación son con seguridad menores que las capacidades de las rótulas plásticas deberá llevarse a cabo comparando las demandas de rotación de la rótula plástica, $\theta_{p,E}$, con las correspondientes capacidades de rotación de cálculo, $\theta_{p,d}$, del modo siguiente:

$$\theta_{p,E} \leq \theta_{p,d} \quad (4.20)$$

Los valores de cálculo de las capacidades de rotación plástica, $\theta_{p,d}$, deberán deducirse a partir de los resultados de los ensayos pertinentes o determinarse a partir de las curvaturas últimas, dividiendo el valor probable $\theta_{p,u}$ por un coeficiente $\gamma_{R,p}$, que refleje los defectos locales de la estructura, las incertidumbres del modelo y/o la dispersión de los resultados de los ensayos pertinentes, de la forma siguiente:

$$\theta_{p,d} = \frac{\theta_{p,u}}{\gamma_{R,p}} \quad (4.21)$$

La misma condición deberá comprobarse para las demás demandas de deformación y capacidad de las zonas disipativas de las estructuras de acero (por ejemplo, el alargamiento de los elementos traccionados de las diagonales y la deformación a esfuerzo cortante de los paneles a cortante de las triangulaciones descentradas).

NOTA El apéndice E proporciona información para la estimación de $\theta_{p,d}$ y para la de $\gamma_{R,p}$.

(d) No es necesaria la comprobación de la resistencia de los elementos a flexocompresión, ya que dicha comprobación es inherente al procedimiento de análisis no lineal realizado de acuerdo con lo dispuesto en el punto (a) anterior. No obstante, deberá comprobarse que no se produce ninguna plastificación significativa en el tablero (véanse los puntos (1) y (2) del apartado 5.6.3.6).

(e) La comprobación de los elementos frente a los modos de fallo no dúctiles (esfuerzo cortante en los elementos y en los nudos contiguos a las rótulas plásticas), así como frente a los fallos de la cimentación, deberá realizarse de acuerdo con las reglas pertinentes del capítulo 5. La respuesta al dimensionamiento por capacidad deberá tomarse como la respuesta estructural resultante del análisis no lineal multiplicada por γ_{Bdl} , de acuerdo con lo especificado en la regla b del punto (2) del apartado 5.6.2. Dichos valores no deberán superar las resistencias de cálculo R_d ($= R_k/\gamma_M$) de las correspondientes secciones, es decir:

$$\text{máx. } E_d \leq R_d \quad (4.22)$$

4.2.4.5 Puentes con aislamiento sísmico

(1) El objetivo del análisis es, en este caso, la evaluación realista de las demandas de fuerzas y desplazamientos:

- teniendo en cuenta adecuadamente el efecto de la variabilidad de las propiedades de los aisladores, y
- asegurando que la estructura aislada permanece esencialmente elástica.

(2) Se aplican las disposiciones del capítulo 7.

4.2.5 Análisis estático no lineal (análisis del empuje incremental)

(1) El análisis del empuje incremental (*pushover analysis*) es un análisis estático no lineal en el que la estructura se somete a cargas verticales (gravitatorias) constantes y a fuerzas horizontales uniformemente crecientes que representan el efecto de una componente sísmica horizontal. Deben tenerse en cuenta los efectos de segundo orden. Las cargas horizontales se incrementan hasta que se alcanza el desplazamiento último correspondiente al modo fundamental en un punto de referencia.

(2) Los principales objetivos del análisis son los siguientes:

- La estimación de la secuencia y configuración final de la formación de las rótulas plásticas;
- La estimación de la redistribución de fuerzas que sigue a la formación de las rótulas plásticas;
- La evaluación del diagrama fuerza-desplazamiento de la estructura (“curva de capacidad”) y de las demandas de deformación de las rótulas plásticas hasta llegar al desplazamiento máximo ocasionado por la acción sísmica.

(3) El método puede aplicarse a la estructura completa del puente o a cada uno de sus componentes.

(4) Se aplican los requisitos del punto (2) del apartado 4.2.4.4, con la excepción del requisito b del punto (2) del apartado 4.2.4.4 para el modelado de la forma de los bucles de histéresis.

NOTA 1 En el apéndice H se recomienda un procedimiento para la aplicación de este método.

NOTA 2 Hay que reseñar que un análisis estático no lineal mediante empujes incrementales (*pushover*), como se describe en el apéndice H, conduce a resultados realistas para las estructuras, cuya respuesta a la acción sísmica horizontal en la dirección considerada puede aproximarse razonablemente mediante un sistema generalizado de un grado de libertad. Suponiendo que la influencia de las masas de las pilas es pequeña, la condición anterior se cumple siempre en la dirección longitudinal de los puentes aproximadamente rectos. La condición se cumple también en la dirección transversal cuando la distribución de la rigidez de las pilas a lo largo del puente proporciona un soporte lateral más o menos uniforme a un tablero relativamente rígido. Este es el caso más común en puentes en los que la altura de las pilas disminuye hacia los estribos o no presenta variaciones importantes. Sin embargo, cuando el puente tiene una pila excepcionalmente rígida y sin capacidad de deformación plástica, situada entre un grupo de pilas regulares, el sistema no puede aproximarse en la dirección transversal a uno de un único grado de libertad, y el análisis mediante empujes incrementales puede no conducir a resultados realistas. Una excepción similar sucede en los puentes largos cuando pilas muy rígidas se colocan entre grupos de otras muy regulares, o en puentes en los que la masa de algunas de las pilas tiene un efecto significativo sobre el comportamiento dinámico en una o ambas direcciones. Dicha disposición irregular puede evitarse, por ejemplo, colocando uniones deslizantes entre el tablero y la o las pilas que causen la irregularidad. Si esto no es posible o conveniente, entonces deberá emplearse un análisis no lineal en el dominio del tiempo.

5 Comprobación de la resistencia

5.1 Generalidades

(1) Las disposiciones de este capítulo se aplican a los sistemas sismorresistentes de los puentes dimensionados mediante un método lineal equivalente que tenga en cuenta un comportamiento dúctil o de ductilidad limitada de la estructura (véase **4.1.6**). Para puentes dotados con dispositivos de aislamiento, debe aplicarse el capítulo **7**. Para comprobaciones basadas en resultados de análisis no lineales, se aplica el apartado **4.2.4**. En los dos últimos casos se aplica el apartado **5.2.1**.

5.2 Materiales y valor cálculo de la resistencia

5.2.1 Materiales

(1) En los puentes proyectados para un comportamiento dúctil con $q > 1,5$, los elementos de hormigón en los que puedan formarse rótulas plásticas deben armarse con acero tipo SD, de acuerdo con los artículos 34 y 35 del Código Estructural.

(2) Los elementos de hormigón de los puentes proyectados para un comportamiento dúctil, en los que no pueda formarse ninguna rótula plástica (como consecuencia del dimensionamiento por capacidad), así como todos los elementos de hormigón de los puentes proyectados para un comportamiento de ductilidad limitada ($q \leq 1,5$) o todos los elementos de hormigón de los puentes dotados de aislamiento sísmico de acuerdo con el capítulo **7**, pueden armarse utilizando acero tipo S, de acuerdo con lo especificado en los artículos 34 y 35 del Código Estructural.

(3) Los elementos de acero estructural de todos los puentes deben cumplir lo dispuesto en el apartado **6.2** del Anejo 1.

5.2.2 Valor cálculo de la resistencia

(1) El valor cálculo de la resistencia del elemento debe determinarse de acuerdo con lo especificado en los apartados **5.2.4**, **6.1.3** o **7.1.3** del Anejo 1, según corresponda.

5.3 Dimensionamiento por capacidad

(1) Para estructuras proyectadas para un comportamiento dúctil, los esfuerzos del dimensionamiento por capacidad F_c (V_c , M_c , N_c) deben calcularse analizando el mecanismo plástico previsto, bajo:

- las acciones no sísmicas para la situación sísmica de cálculo; y
- el nivel de la acción sísmica en la dirección considerada (véase el punto **(6)**) para el que todas las rótulas de flexión previstas han desarrollado momentos flectores iguales a un determinado fractil superior de su resistencia a flexión, llamado momento de sobrerresistencia (reserva de resistencia) M_o .

(2) No es necesario adoptar esfuerzos para el dimensionamiento por capacidad tan grandes como los que resultan para la situación sísmica de cálculo (véase el apartado **5.5**) en la dirección considerada, con los efectos de la acción sísmica multiplicados por el coeficiente de comportamiento q utilizado en el análisis para la acción sísmica de cálculo.

(3) El momento de sobrerresistencia de una sección debe calcularse como:

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

Donde

γ_o es el coeficiente de sobrerresistencia;

M_{Rd} es la resistencia a flexión de la sección dúctil en la dirección y sentido seleccionados, basado en la geometría de la sección real incluyendo las armaduras donde sean relevantes, y las propiedades de los materiales (con los valores γ_M correspondientes a las situaciones de cálculo fundamentales). Al determinar M_{Rd} debe tenerse en cuenta el momento flector biaxial bajo: (a) los efectos derivados de las acciones no sísmicas para la situación sísmica de cálculo y (b) los demás efectos de la acción sísmica correspondientes a la acción sísmica de cálculo con la dirección y sentido seleccionados.

(4) El coeficiente de sobrerresistencia (reserva de resistencia) tiene por objeto reflejar la variabilidad de las propiedades resistentes de los materiales y la razón entre la resistencia última y la del límite elástico. Se adoptarán para γ_o los siguientes valores:

- Para los elementos de hormigón: $\gamma_o = 1,35$;
- Para los elementos de acero: $\gamma_o = 1,25$.

En el caso de secciones de hormigón armado con armaduras especiales de confinamiento conformes con lo especificado en el apartado **6.2.1**, y con el valor del axil reducido:

$$\eta_k = N_{Ed} / (A_c f_{ck}) \quad (5.2)$$

superior a 0,1, el valor del coeficiente de sobrerresistencia debe multiplicarse por $1+2(\eta_k-0,1)^2$

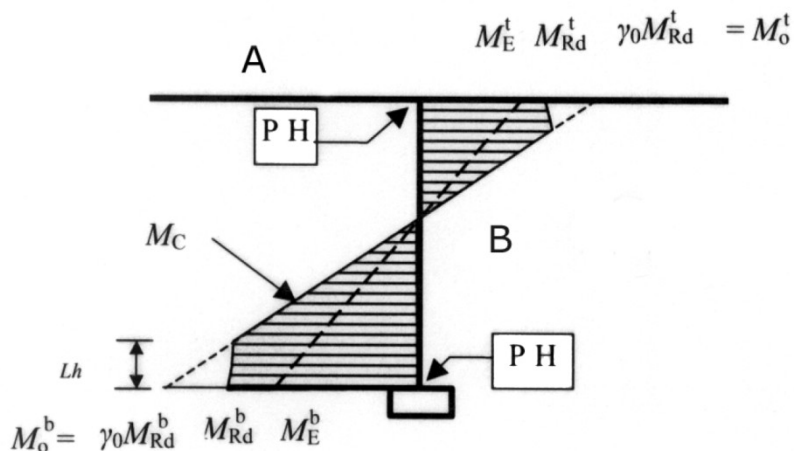
Donde

N_{Ed} es el valor del esfuerzo axil en la localización de la rótula plástica, correspondiente a la situación sísmica de cálculo, positivo si es de compresión;

A_c es el área de la sección transversal; y

f_{ck} es el valor característico de la resistencia del hormigón.

(5) En toda la longitud de los elementos en que se desarrollan las rótulas plásticas, el momento flector del dimensionamiento por capacidad, M_c , en la proximidad de la rótula (véase la figura 5.1) no debe suponerse mayor que la resistencia a flexión correspondiente de la sección de la rótula más cercana M_{Rd} , calculada de acuerdo con lo especificado en el apartado **5.6.3.1**.



Leyenda

A Tablero

B Pila

PH Rótula plástica

Figura 5.1 – Momentos flectores del dimensionamiento por capacidad, M_C , dentro de la longitud de los elementos que contienen las rótulas plásticas

NOTA 1 Los diagramas de M_{Rd} mostrados en la figura 5.1 corresponden a una pila con sección transversal variable (que se incrementa hacia la base). En el caso de sección transversal constante con armaduras uniformes, M_{Rd} es también constante.

NOTA 2 Para L_h véase el apartado 6.2.1.5.

(6) En general, deberán calcularse por separado los esfuerzos del dimensionamiento por capacidad correspondientes a la acción sísmica que actúa (con signos + y -) en cada una de las direcciones longitudinal y transversal. En el Apéndice G se da un procedimiento y simplificaciones apropiadas.

(7) Cuando los apoyos deslizantes participen en el mecanismo plástico de colapso, su capacidad debe suponerse igual a $\gamma_{of} R_{df}$, donde:

$\gamma_{of} = 1,30$ es el coeficiente de amplificación para el rozamiento debido a los efectos del envejecimiento; y

R_{df} es la fuerza de rozamiento máxima de cálculo que puede transmitir el aparato de apoyo.

(8) En puentes con apoyos elastoméricos y proyectados para un comportamiento dúctil, los elementos que resisten los esfuerzos cortantes transmitidos por los apoyos y en los que no está prevista la formación de ninguna rótula plástica, deben calcularse como sigue: los efectos del dimensionamiento por capacidad deben determinarse a partir de la deformación máxima de los apoyos que corresponden al valor de cálculo del desplazamiento del tablero y a una rigidez de los aparatos de apoyo incrementada en un 30%.

5.4 Efectos de segundo orden

(1) En análisis lineales, pueden utilizarse métodos aproximados para estimar la influencia de los efectos de segundo orden sobre las secciones críticas (rótulas plásticas), teniendo en cuenta también el carácter cíclico de la acción sísmica, allí donde tenga un efecto desfavorable significativo.

El método aproximado para estimar los efectos de segundo orden originados por la acción sísmica consiste en suponer que el incremento de los momentos flectores en la sección de la rótula plástica debido a los efectos de segundo orden es:

$$\Delta M = \frac{1 + q}{2} d_{Ee} N_{Ed} \quad (5.3)$$

donde N_{Ed} es el esfuerzo axial y d_{Ee} es el desplazamiento transversal relativo de los extremos del elemento dúctil considerado, determinados ambos para la situación sísmica de cálculo.

5.5 Combinación de la acción sísmica con otras acciones

(1) El valor de cálculo E_d de los efectos de las acciones en la situación sísmica de cálculo debe determinarse de acuerdo con lo establecido en el apartado **6.4.3.4** del Anejo 18 del Código Estructural (véase el punto **(1)** del apartado **3.2.4** del Anejo 1), en conjunción con lo dispuesto en los puntos **(2)** a **(4)** de este apartado.

En general, y cuando no resulte de aplicación lo especificado en el punto **(3)** siguiente, E_d se determinará con arreglo a la siguiente expresión:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + Q_2 \quad (5.4)$$

Donde

"+" significa "que se combina con";

G_k son las cargas permanentes con sus valores característicos;

P_k es el valor característico de la acción de pretensado, deducidas todas las pérdidas;

A_{Ed} es la acción sísmica de cálculo;

$Q_{k,1}$ es el valor característico de la carga de tráfico;

$\psi_{2,1}$ es el coeficiente de combinación para las cargas de tráfico, de acuerdo con lo especificado en el punto **(4)** del apartado **4.1.2**; y

Q_2 es el valor cuasipermanente de las acciones de larga duración (por ejemplo, empujes del terreno, empuje hidrodinámico, corrientes de agua, etc.).

NOTA Las acciones de larga duración se consideran concurrentes con la acción sísmica de cálculo.

(2) No es preciso combinar los efectos de la acción sísmica con los de las acciones debidas a las deformaciones impuestas (causadas por la temperatura, retracción, asentamientos de los soportes, movimientos residuales del terreno debidos a las fallas sísmicas).

(3) Una excepción a la regla del punto (2) anterior es el caso de los puentes en los que la acción sísmica se resiste mediante apoyos elastoméricos laminados (véase también el punto (4) del apartado 6.6.2.3). En este caso, debe suponerse un comportamiento elástico del sistema y deben tenerse en cuenta los efectos de las acciones debidas a las deformaciones impuestas.

NOTA En el caso del punto (3), el desplazamiento debido a la fluencia no induce normalmente tensiones adicionales en el sistema y, consecuentemente, puede despreciarse. La fluencia reduce también las tensiones efectivas inducidas en la estructura por las deformaciones impuestas a largo plazo (por ejemplo, por la retracción).

(4) Las acciones de viento y de nieve deben despreciarse en la determinación del esfuerzo de cálculo E_d para la situación sísmica de cálculo (expresión (5.4)).

5.6 Comprobación de la resistencia de las secciones del hormigón

5.6.1 Valor cálculo de la resistencia

(1) Cuando la resistencia de una sección depende de los efectos de una acción de varias componentes (por ejemplo, momentos flectores, uniaxiales o biaxiales, y fuerza axil), las condiciones de estado límite último especificadas en los apartados 5.6.2 y 5.6.3 pueden satisfacerse considerando por separado el valor extremo (máximo o mínimo) de cada componente del efecto de la acción, con los valores concurrentes de todas las demás componentes del efecto de la acción.

5.6.2 Estructuras con comportamiento de ductilidad limitada

(1) Para la resistencia a la flexión de las secciones debe satisfacerse la siguiente condición:

$$E_d \leq R_d \quad (5.5)$$

Donde

E_d es el esfuerzo de cálculo correspondiente a la situación sísmica de cálculo, incluyendo los efectos de segundo orden; y

R_d es la resistencia a la flexión de la sección, de acuerdo con lo especificado en el apartado 6.1 del Anejo 19 del Código Estructural y en el punto (1) del apartado 5.6.1 de este Anejo.

(2) Deben llevarse a cabo comprobaciones de la resistencia a esfuerzo cortante de los elementos de hormigón, de acuerdo con lo especificado en el apartado 6.2 del Anejo 19 del Código Estructural, con las reglas adicionales siguientes:

- Los esfuerzos de cálculo deben determinarse de acuerdo con el punto (1) del apartado 5.5, donde el efecto de la acción sísmica A_{Ed} debe multiplicarse por el coeficiente de comportamiento q utilizado en el análisis lineal.
- Las resistencias a cortante $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ y $V_{Rd,máx.}$, deducidas de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19 del Código Estructural, deben dividirse por un coeficiente parcial de seguridad adicional contra el fallo frágil, $\gamma_{Bd1} = 1,25$.

5.6.3 Estructuras con comportamiento dúctil

5.6.3.1 Resistencia a la flexión de las secciones de las rótulas plásticas

(1) Debe satisfacerse la siguiente condición:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.6)$$

donde

M_{Ed} es el momento flector solicitante, tal como se deduce del análisis, para la situación sísmica de cálculo, incluyendo los efectos de segundo orden; y

M_{Rd} es el momento resistente último de la sección, definido en el punto (1) del apartado 5.6.1.

(2) La armadura longitudinal del elemento que contiene la rótula debe permanecer constante y completamente activa a lo largo de toda la longitud L_h mostrada en la figura 5.1 y especificada en el apartado 6.2.1.5.

5.6.3.2 Resistencia a flexión de las secciones situadas fuera de la zona de rótulas plásticas

(1) Debe satisfacerse la siguiente condición:

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

donde

M_c es el momento del dimensionamiento por capacidad definido en el apartado 5.3; y

M_{Rd} es la resistencia a flexión de la sección, de acuerdo con lo especificado en el apartado 6.1 del Anejo 19 del Código Estructural, teniendo en cuenta la interacción de las demás componentes de los efectos de la acción de cálculo (esfuerzo axial y, cuando sea aplicable, momento flector en la dirección ortogonal).

NOTA Como consecuencia de lo especificado en el punto (5) del apartado 5.3, la sección transversal y la armadura longitudinal de la sección de la rótula plástica no deben estar afectadas por la comprobación del dimensionamiento por capacidad.

5.6.3.3 Resistencia a esfuerzo cortante de los elementos situados fuera de la zona de rótulas plásticas

(1) Las comprobaciones de la resistencia a esfuerzo cortante deben llevarse a cabo de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19 del Código Estructural, con las siguientes reglas adicionales:

- a) Los esfuerzos de la acción de cálculo deben suponerse iguales a los esfuerzos del dimensionamiento por capacidad, de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.3.
- b) Los valores de la resistencia a esfuerzo cortante $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ y $V_{Rd,máx.}$, deducidos de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19 del Código Estructural, deben dividirse por un coeficiente parcial de seguridad adicional contra el fallo frágil, γ_{Bd} . Para el valor de γ_{Bd} debe adoptarse una de las dos alternativas siguientes:

$$1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} + 1 - \frac{qV_{Ed}}{V_{c,0}} \leq \gamma_{Bd1} \quad (5.8a)$$

Alternativa 1:

$$\text{Alternativa 2: } 1 \leq \gamma'_{Bd} = \gamma_{Bd1} \quad (5.8b)$$

Donde

γ_{Bd1} se define en el punto (2) del apartado 5.6.2;

V_{Ed} es el esfuerzo cortante último para la situación sísmica de cálculo definida por la combinación del punto (1) del apartado 5.5; y

$V_{C,o}$ es el esfuerzo cortante del dimensionamiento por capacidad, determinado de acuerdo con el apartado 5.3 sin tener en cuenta la limitación del punto (2) del apartado 5.3.

NOTA Tal como se muestra en la figura 5.2, la alternativa 2 es más conservadora. La elección entre ambas alternativas 1 y 2 para su uso corresponde al Autor del Proyecto.

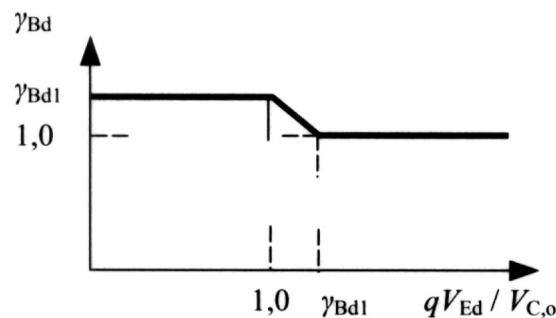


Figura 5.2 – Expresiones alternativas (5.8a), (5.8b)

(2) A menos que se realice un cálculo más preciso, para secciones circulares de hormigón de radio r en las que la armadura longitudinal se distribuya en un círculo de radio r_s , puede usarse un canto útil:

$$d_e = r + \frac{2r_s}{\pi} \quad (5.9)$$

en vez de d , en las expresiones correspondientes de la resistencia a esfuerzo cortante. El valor del brazo efectivo z puede suponerse igual a: $z = 0,9 d_e$.

5.6.3.4 Resistencia a esfuerzo cortante de las rótulas plásticas

(1) Se aplica lo especificado en el punto (1) del apartado 5.6.3.3.

(2) El ángulo θ entre la biela de compresión y la armadura principal de tracción debe suponerse igual a 45° .

(3) En lugar de las dimensiones b_w y d de la sección, deben tomarse las dimensiones con respecto al eje del cerco perimetral del núcleo de hormigón confinado.

(4) Puede aplicarse el punto (2) del apartado 5.6.3.3, utilizando las dimensiones del núcleo confinado de hormigón.

(5) En elementos con índice de cortante $\alpha_s < 2,0$ (véase la tabla 4.1 para la definición de α_s), la comprobación de la pila frente a tracción diagonal y al fallo por deslizamiento deberá llevarse a cabo de acuerdo con los apartados **5.5.3.4.3** y **5.5.3.4.4** del Anejo 1, respectivamente. En dichas comprobaciones, los efectos del dimensionamiento por capacidad deberán tomarse como efectos de las acciones de cálculo.

5.6.3.5 Comprobación de los nudos contiguos a las rótulas plásticas

5.6.3.5.1 Generalidades

(1) Cualquier nudo entre una pila dúctil vertical y el tablero o un elemento de la cimentación contiguo a una rótula plástica en la pila, debe dimensionarse a esfuerzo cortante para resistir los efectos del dimensionamiento por capacidad de la rótula plástica en la dirección considerada. En los puntos siguientes, las pilas se identifican con el subíndice “c” (por “columna o pilar”), mientras que cualquier otro elemento que se empotre en el mismo nudo se considera una “viga” y se identifica con el subíndice con “b”.

(2) Para cualquier pila sólida vertical de canto h_c y de anchura b_c en dirección perpendicular a la de flexión de la rótula plástica, la anchura útil o efectiva del nudo debe suponerse del modo siguiente:

- cuando la pila se empotra en una losa o en un nervio transversal de una losa alveolada:

$$b_j = b_c + 0,5 h_c \quad (5.10)$$

- cuando la pila se empotra directamente en un alma longitudinal de anchura b_w (b_w es paralela a b_c):

$$b_j = \text{mín.} (b_w; b_c + 0,5 h_c) \quad (5.11)$$

- para pilas circulares de diámetro d_c , se aplican las definiciones anteriores suponiendo $b_c = h_c = 0,9 d_c$.

5.6.3.5.2 Esfuerzos y tensiones en los nudos

(1) El cortante de cálculo vertical en el nudo, V_{jz} , debe suponerse como:

$$V_{jz} = \gamma_o T_{Rc} - V_{b1c} \quad (5.12)$$

donde

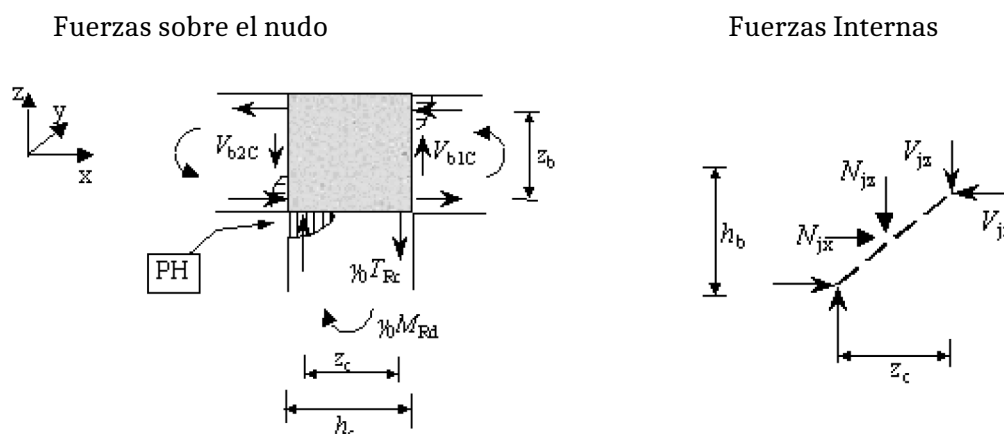
T_{Rc} es el esfuerzo resultante de la armadura a tracción de la pila, correspondiente a la resistencia a flexión, M_{Rd} , de la rótula plástica definida en el punto (3) del apartado 5.3, y γ_o es el coeficiente de sobrerresistencia, conforme a los puntos (3) y (4) del apartado 5.3 (dimensionamiento por capacidad); y

V_{b1c} es el esfuerzo cortante de la “viga” contigua a la cara a tracción del pilar, correspondiente a los efectos del dimensionamiento por capacidad de la rótula plástica.

(2) El cortante de cálculo horizontal del nudo, V_{jx} , puede determinarse del modo siguiente (véase la figura 5.3):

$$V_{jx} = V_{jz} \frac{z_c}{z_b} \quad (5.13)$$

donde z_c y z_b son, respectivamente, los brazos mecánicos de la rótula plástica y de las secciones de los extremos de la “viga”, pudiendo suponerse que z_c y z_b son iguales a 0,9 veces los cantos de las secciones efectivas correspondientes (véanse 5.6.3.3 y 5.6.3.4).



Leyenda

PH Rótula plástica

Figura 5.3 – Fuerzas en los nudos

(3) La comprobación frente al cortante deberá llevarse a cabo en el centro del nudo donde, además de V_{jz} y V_{jx} , pueden tenerse en cuenta la influencia de las siguientes fuerzas axiales:

- esfuerzo axil vertical en el nudo N_{jz} :

$$N_{jz} = \frac{b_c}{2b_j} N_{cG} \quad (5.14)$$

donde

N_{cG} es la fuerza axil del pilar sometido a las acciones no sísmicas para la situación sísmica de cálculo.

- fuerza horizontal N_{jx} : igual a los efectos de la fuerza axil del dimensionamiento por capacidad sobre la “viga”, incluyendo los efectos del pretensado longitudinal deducidas todas las pérdidas, si dichos esfuerzos axiales son realmente efectivos en toda la anchura b_j del nudo;
- fuerza horizontal N_{jy} : en la dirección transversal, igual al efecto del pretensado transversal deducidas todas las pérdidas, efectiva en el interior del canto h_c si se prevé dicho pretensado.

(4) Para la comprobación del nudo se usan las siguientes tensiones nominales medias:

Tensiones tangenciales:

$$v_j = v_x = v_z = \frac{V_{jx}}{b_j z_c} = \frac{V_{jz}}{b_j z_b} \quad (5.15)$$

Tensiones axiales:

$$n_z = \frac{N_{jz}}{b_j h_c} \quad (5.16)$$

$$n_x = \frac{N_{jx}}{b_j h_b} \quad (5.17)$$

$$n_y = \frac{N_{jy}}{h_b h_c} \quad (5.18)$$

NOTA Como se indica en el punto (6) del apartado 5.3, el dimensionamiento por capacidad y consecuentemente la correspondiente comprobación de los nudos, deberá llevarse a cabo considerando los dos signos de la acción sísmica (+ y -). Hay que reseñar también que en nudos acodados (por ejemplo, sobre el pilar del extremo de una estructura porticada compuesta de múltiples pilares que flectan en la dirección transversal del puente), los signos de M_{Rd} y V_{b1c} pueden ser opuestos a los mostrados en la figura 5.3 y que N_{jk} puede ser un esfuerzo de tracción.

5.6.3.5.3 Comprobaciones

(1) Si la tensión tangencial media en el nudo, v_j , no supera la capacidad de fisuración a cortante del nudo $v_{j,cr}$ dada por la expresión (5.19), deberá disponerse entonces la armadura mínima, de acuerdo con lo especificado en el punto (6).

$$v_j \leq v_{j,cr} = f_{ctd} \sqrt{\left(1 + \frac{n_x}{f_{ctd}}\right) \left(1 + \frac{n_z}{f_{ctd}}\right)} \leq 1,50 f_{ctd} \quad (5.19)$$

donde

$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c$ es el valor cálculo de la resistencia a tracción del hormigón.

(2) La compresión diagonal inducida en el nudo por el mecanismo de biela de compresión diagonal no debe superar la resistencia a compresión del hormigón en presencia de deformaciones a tracción transversal, teniendo también en cuenta las presiones y armaduras de confinamiento.

(3) A menos que exista un modelo más preciso, el requisito del punto (2) anterior se considera satisfecho si se cumple la siguiente condición:

$$v_j \leq v_{j,Rd} = 0,50 \alpha_c v_{cd} \quad (5.20)$$

donde

$$\nu = 0,6 (1 - (f_{ck} / 250)) \quad (\text{con } f_{ck} \text{ en MPa}) \quad (5.21)$$

El coeficiente α_c de la expresión (5.20) tiene en cuenta los efectos de cualquier presión de confinamiento (n_{jy}) y/o armaduras (ρ_y) en la dirección transversal y , sobre la resistencia a compresión de la biela diagonal:

$$\alpha_c = 1 + 2 (n_{jy} + \rho_y f_{sd}) / f_{cd} \leq 1,5 \quad (5.22)$$

donde

$\rho_y = A_{sy} / (h_c h_b)$ es la cuantía de armaduras de cualquier estribo cerrado en la dirección transversal al nudo situado en el plano de la acción (ortogonal al plano de acción); y

$f_{sd} = 300$ MPa es una tensión reducida de dicha armadura, por razones de limitación de fisuración.

(4) Las armaduras, tanto horizontales como verticales, deberán disponerse en el nudo en cantidad adecuada para resistir el esfuerzo cortante de cálculo. Este requisito puede satisfacerse disponiendo cuantías de armadura horizontal y vertical, ρ_x y ρ_z , respectivamente, tales que:

$$\rho_x = \frac{V_j - n_x}{f_{sy}} \quad (5.23)$$

$$\rho_z = \frac{V_j - n_z}{f_{sy}} \quad (5.24)$$

donde

$\rho_x = \frac{A_{sx}}{b_j h_b}$ es la cuantía de armaduras del nudo en el plano de la acción en la dirección horizontal;

$\rho_z = \frac{A_{sz}}{b_j h_c}$ es la cuantía de armaduras del nudo en el plano de la acción en la dirección vertical; y

f_{sy} es el límite elástico de cálculo de la armadura del nudo.

(5) Las cuantías de las armaduras del nudo ρ_x y ρ_y no deben superar el valor máximo:

$$\rho_{\max} = \frac{\nu f_{cd}}{2 f_{sy}} \quad (5.25)$$

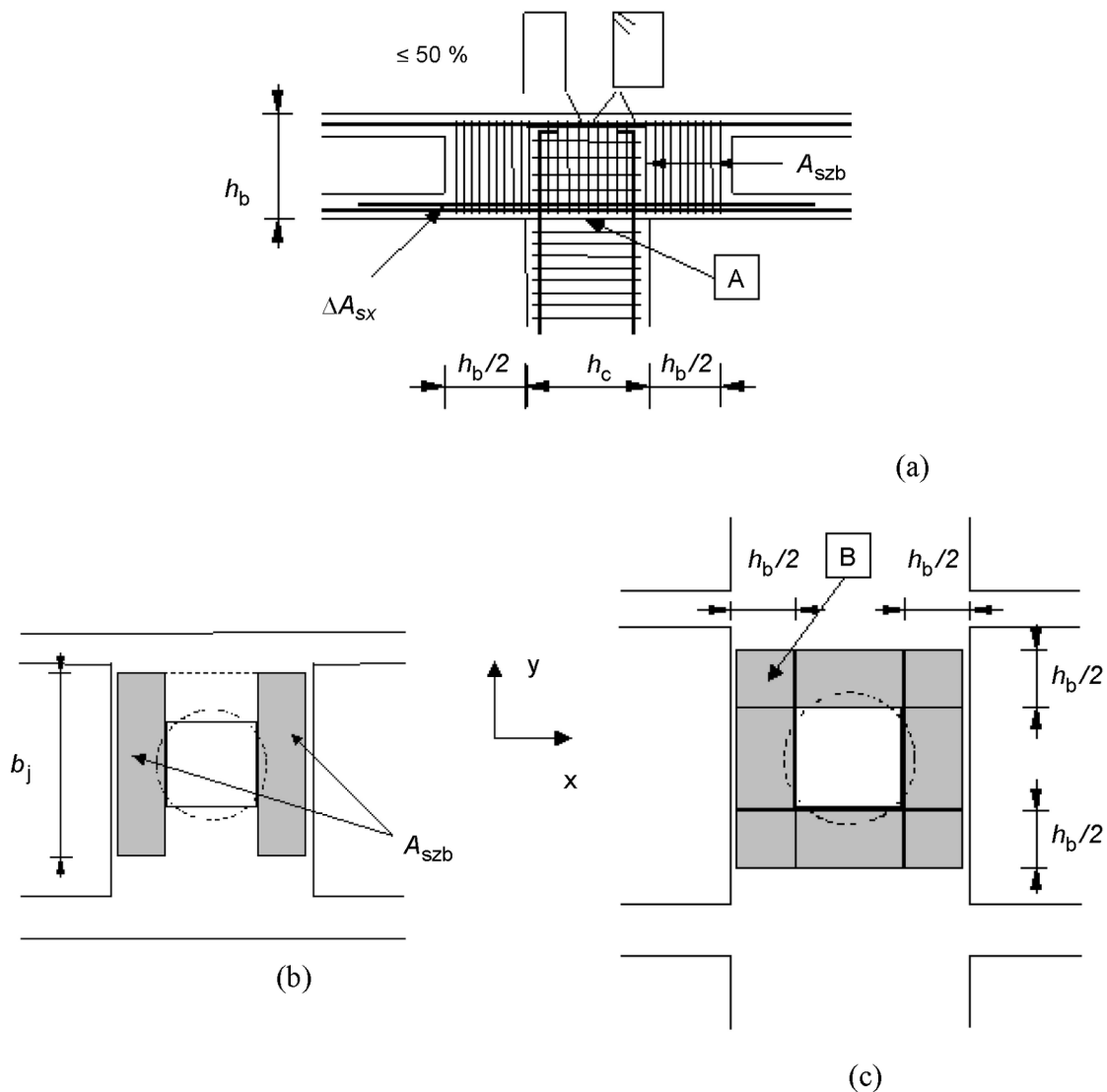
donde ν viene dado por la expresión (5.21).

(6) Al nivel del nudo en el plano de la acción, debe disponerse una cuantía mínima de armaduras de esfuerzo cortante en forma de estribos cerrados, en las dos direcciones horizontales. La mínima cuantía requerida es:

$$\rho_{\min.} = \frac{f_{ctd}}{f_{sy}} \quad (5.26)$$

5.6.3.5.4 Disposición de las armaduras

- (1) Los estribos verticales deberán encerrar las armaduras longitudinales de la “viga” situadas en la cara opuesta a la pila. Los estribos horizontales deberán encerrar las armaduras verticales de la pila, así como las barras horizontales de la “viga” empotradas en el nudo. Se recomienda la prolongación en el interior del nudo de los estribos / cercos de la pila.
- (2) Hasta un 50% de la cuantía total de los estribos verticales necesarios en el nudo pueden ser barras en U que encierren las armaduras longitudinales de la “viga” situadas en la cara opuesta al pilar (véase la figura 5.4).
- (3) A fin de completar el área requerida de armaduras horizontales del nudo, A_{sx} , pueden tenerse en cuenta hasta un 50% de las armaduras longitudinales, superiores e inferiores, de la “viga”, siempre que sean continuas a través del nudo y estén ancladas adecuadamente más allá del mismo.
- (4) Las armaduras longitudinales (verticales) de la pila deberán introducirse tanto como sea posible en el interior de la “viga”, hasta alcanzar exactamente las capas de armaduras de la “viga” situadas en la cara opuesta a la interfaz pila-“viga”. En la dirección en que flecha la rótula plástica, las armaduras de las dos zonas a tracción de la pila deberán anclarse mediante una patilla rectangular dirigida hacia el centro de la pila.
- (5) Cuando el área de armadura requerida, A_{sz} y/o A_{sx} , de acuerdo a las expresiones (5.24) y (5.23), sea tan alta como para dificultar la construcción del nudo, puede aplicarse entonces la disposición alternativa descrita en los puntos (6) y (7) (véase la figura 5.4).



Leyenda

A Interfaz "viga" – pilar

B Los estribos colocados en las zonas comunes se consideran en las dos direcciones

Figura 5.4 – Disposiciones alternativas de las armaduras de los nudos;

(a) sección vertical en el plano xz ;

(b) vista en planta de las rótulas plásticas formadas en la dirección x ;

(c) vista en planta de las rótulas plásticas en las direcciones x e y

(6) Pueden colocarse estribos verticales dentro del cuerpo del nudo en una cuantía $\rho_{1z} \geq \rho_{\min.}$, aceptable desde el punto de vista constructivo. El resto del área $\Delta A_{sz} = (p_z - p_{1z}) b_j h_c$, deberá situarse a cada lado de la "viga", en toda de la anchura b_j de nudo y no más alejada de $0,5 h_b$ de la cara correspondiente de la pila.

(7) Las armaduras horizontales dentro del cuerpo del nudo pueden reducirse en $\Delta A_{sx} \leq \Delta A_{sz}$, en el supuesto de que la cuantía de la armadura horizontal restante del interior del cuerpo del nudo satisfaga la expresión (5.26). Las armaduras a tracción de las fibras superior e inferior de la “viga” en las dos caras de la pila deberán incrementarse entonces en una cantidad ΔA_{sx} sobre la requerida para la armadura en las secciones correspondientes de la “viga” para la comprobación a flexión bajo los efectos del dimensionamiento por capacidad. Para cumplir este requisito, deberán colocarse armaduras adicionales en toda la anchura b_j del nudo; dichas armaduras deberán anclarse adecuadamente para ser completamente eficaces a una distancia h_b de la cara de la pila.

5.6.3.6 Comprobación del tablero

(1) Debe comprobarse que ninguna plastificación significativa ocurre en el tablero. Esta comprobación debe llevarse a cabo:

- para puentes con comportamiento de ductilidad limitada: para los efectos más desfavorables de la acción de cálculo, de acuerdo con lo especificado en el apartado **5.5**;
- para puentes con comportamiento dúctil: para los efectos del dimensionamiento por capacidad, determinados de acuerdo con el apartado **5.3**.

(2) Cuando se toma en consideración la componente horizontal de la acción sísmica en el sentido transversal del puente, la plastificación del tablero debida a la flexión en un plano horizontal se considera significativa si las armaduras de la losa superior del tablero plastifican hasta una distancia de su extremo igual al 10% de la anchura de dicha losa superior, o hasta la unión de la citada losa superior con un alma, según qué límite esté más próximo al extremo de la losa superior.

(3) Cuando se comprueba el tablero en base a los efectos del dimensionamiento por capacidad para la acción sísmica que actúa en la dirección transversal del puente, deberá tenerse en cuenta la reducción significativa de la rigidez del tablero a torsión, con aumentos de los momentos de torsión. A menos que se lleve a cabo un cálculo más preciso, pueden admitirse los valores especificados en el punto (4) del apartado **2.3.6.1** para los puentes con comportamiento de ductilidad limitada, o el 70% de dichos valores para los puentes con comportamiento dúctil.

5.7 Comprobación de la resistencia de los elementos de acero y de los elementos mixtos

5.7.1 Pilas de acero

5.7.1.1 Generalidades

(1) Se aplica el punto (1) del apartado **5.6.1** para la comprobación de la pila ante los efectos de las acciones de varias componentes.

(2) La disipación de energía sólo se permite en las pilas, no en el tablero.

(3) Para puentes proyectados con comportamiento dúctil, se aplican las disposiciones de los apartados **6.5.2**, **6.5.4** y **6.5.5** del Anejo 1 para las estructuras disipativas.

(4) Se aplican las disposiciones del apartado **6.5.3** del Anejo 1. Sin embargo, las secciones transversales clase 3 sólo se permiten cuando $q \leq 1,5$.

(5) Se aplican las disposiciones del apartado **6.9** del Anejo 1 a todas las pilas del puente.

5.7.1.2 Pilas como pórticos resistentes a la flexión

(1) En puentes proyectados para un comportamiento dúctil, los esfuerzos axiles N_{Ed} y cortantes V_{Ed} de cálculo ejercidos sobre las pilas que consten de pórticos resistentes a flexión deben suponerse respectivamente iguales a los efectos de la acción del dimensionamiento por capacidad, N_c y V_c , tal como se especifica en el apartado **5.3**.

(2) El dimensionamiento de las secciones de las rótulas plásticas, tanto de las vigas como de los pilares de la pila, debe satisfacer las disposiciones de los apartados **6.6.2**, **6.6.3** y **6.6.4** del Anejo 1, tomando los valores de N_{Ed} y V_{Ed} , tal como se especifica en el punto (1).

5.7.1.3 Pilas como pórticos con triangulaciones centradas

(1) Se aplican las disposiciones del Anejo 1 con las siguientes modificaciones para los puentes proyectados para comportamiento dúctil:

- Los valores de cálculo del esfuerzo cortante axil deben estar de acuerdo con el apartado **5.3**, considerando el esfuerzo ejercido en todas las diagonales como el correspondiente a la sobrerresistencia $\gamma_o N_{pl,Rd}$ de la diagonal más débil (véase **5.3** para γ_o);
- La segunda parte de la expresión (6.12) del apartado **6.7.4** del Anejo 1 debe reemplazarse por la acción para el dimensionamiento por capacidad $N_{Ed} = N_c$.

5.7.1.4 Pilas como pórticos con triangulaciones descentradas

(1) Se aplican las disposiciones del apartado **6.8** del Anejo 1.

5.7.2 Tablero de acero o mixto

(1) En puentes proyectados para un comportamiento dúctil ($q > 1,5$), el tablero debe comprobarse para los efectos del dimensionamiento por capacidad, de acuerdo con lo especificado en el apartado **5.3**. En puentes proyectados para un comportamiento de ductilidad limitada ($q \leq 1,5$), la comprobación del tablero debe llevarse a cabo usando los efectos de la acción de cálculo obtenidos en el análisis, de acuerdo con la expresión (5.4). Las comprobaciones pueden llevarse a cabo de acuerdo con las reglas pertinentes del Anejo 29 del Código Estructural o del Anejo 32 del Código Estructural, aplicables a los tableros de acero o mixtos, respectivamente.

5.8 Cimentaciones

5.8.1 Generalidades

(1) Los sistemas de cimentación del puente deben proyectarse para que cumplan los requisitos generales establecidos en el apartado **5.1** del Anejo 5. Las cimentaciones de los puentes no deben utilizarse intencionadamente como fuentes de disipación de energía por histéresis y, por ello, deben calcularse para que, en tanto sea posible, permanezcan elásticas bajo la acción sísmica de cálculo.

(2) Cuando sea necesario, la interacción suelo-estructura debe evaluarse mediante las disposiciones pertinentes del capítulo **6** del Anejo 5.

5.8.2 Efectos de las acciones de cálculo

(1) Al objeto de efectuar las comprobaciones de la resistencia, los efectos de las acciones de cálculo sobre las cimentaciones deben determinarse de acuerdo con lo especificado en los puntos (2) a (4).

(2) Puentes de comportamiento de ductilidad limitada ($q \leq 1,5$) y puentes con dispositivos de aislamiento sísmico:

Los efectos de las acciones de cálculo deben ser los obtenidos de la expresión (5.4), tomando los efectos sísmicos obtenidos del análisis lineal de la estructura para la situación sísmica de cálculo, de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.5, con los resultados del análisis para la acción sísmica de cálculo multiplicados por el coeficiente q empleado (es decir, usando efectivamente $q = 1$).

(3) Puentes con comportamiento dúctil ($q > 1,5$):

Los efectos de las acciones de cálculo deben obtenerse aplicando a las pilas el método de cálculo basado en los criterios del dimensionamiento por capacidad, de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.3.

(4) Las disposiciones del requisito e del punto (2) del apartado 4.2.4.4 se aplican a los puentes calculados mediante un análisis no lineal.

5.8.3 Comprobación de la resistencia

(1) La comprobación de la resistencia de las cimentaciones debe llevarse a cabo de acuerdo con lo especificado en los apartados 5.4.1 (cimentaciones superficiales) y 5.4.2 (pilotes y pilas) del Anejo 5.

6 Detalles constructivos

6.1 Generalidades

(1) Las reglas de este capítulo se aplican únicamente a los puentes proyectados para comportamiento dúctil y pretenden asegurar en las rótulas plásticas un mínimo nivel de ductilidad en curvaturas/rotaciones.

(2) En el apartado 6.5 se especifican las reglas para los detalles constructivos de las secciones críticas y de los elementos sin ductilidad específicos de los puentes con comportamiento de ductilidad limitada.

(3) En general, no se permite la formación de ninguna rótula plástica en el tablero. Consecuentemente, no hay necesidad de aplicar ninguna otra regla especial de detalles constructivos diferente de las que se aplican para el proyecto de los puentes ante acciones no sísmicas.

6.2 Pilas de hormigón

6.2.1 Confinamiento

6.2.1.1 Requisitos generales

(1) Debe asegurarse el comportamiento dúctil de la zona comprimida del hormigón situada en el interior de las regiones de rótulas plásticas potenciales.

(2) En las regiones de rótulas plásticas potenciales, en las que el axil reducido o normalizado (véase el punto **(3)** del apartado **5.3**) supere el límite:

$$\eta_k = N_{Ed}/A_c f_{ck} > 0,08 \quad (6.1)$$

deberá disponerse el confinamiento de la zona de compresión, de acuerdo con lo dispuesto en el apartado **6.2.1.4**, excepto para el caso especificado en el punto **(3)**.

(3) No se requiere ningún confinamiento en las pilas si, bajo las condiciones del estado límite último o de colapso, puede lograrse una ductilidad en términos de curvaturas $\mu_\phi = 13$ para los puentes de comportamiento dúctil, o de $\mu_\phi = 7$ para los puentes de ductilidad limitada, con una deformación unitaria máxima del hormigón comprimido que no supere el valor:

$$\varepsilon_{cu2} = 0,35\% \quad (6.2)$$

NOTA La condición del punto **(3)** anterior puede lograrse en pilas de sección transversal que contenga alas, cuando la zona comprimida se extienda sobre una superficie suficiente de dichas alas.

(4) En casos de zonas comprimidas profundas el confinamiento deberá extenderse, al menos, hasta la profundidad en que la deformación unitaria a compresión supere $0,5\varepsilon_{cu2}$.

(5) La cuantía mecánica de la armadura transversal de confinamiento se define mediante:

$$\omega_{wd} = \rho_w \cdot f_{yd} / f_{cd} \quad (6.3)$$

donde

(a) En las secciones rectangulares:

ρ_w es la cuantía geométrica de las armaduras de confinamiento, definida como:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_L b} \quad (6.4)$$

donde

A_{sw} es el área total de los cercos u horquillas en la dirección de confinamiento considerada;

s_L es la separación entre cercos u horquillas en la dirección longitudinal;

b es la dimensión del núcleo confinado de hormigón perpendicular a la dirección de confinamiento considerada, medida entre las partes exteriores del cerco perimetral.

(b) En secciones circulares:

Se usa la cuantía geométrica de confinamiento para secciones circulares ρ_w relativa al núcleo confinado de hormigón:

$$\rho_w = \frac{4 A_{sp}}{D_{sp} \cdot s_L} \quad (6.5)$$

donde

- A_{sp} es el área de la espiral o del cerco;
 D_{sp} es el diámetro de la espiral o del cerco;
 s_L es el intervalo entre dichas armaduras.

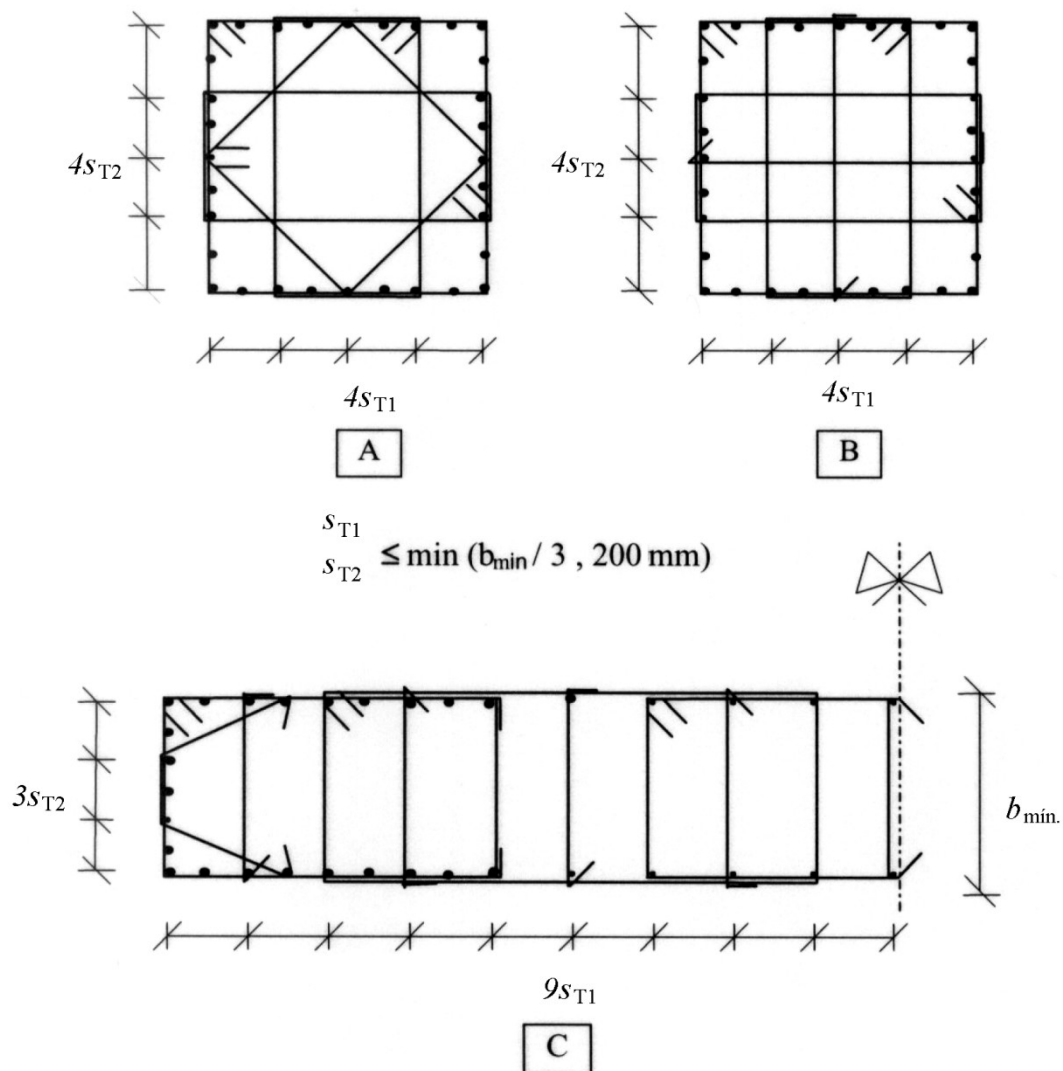
6.2.1.2 Secciones rectangulares

(1) La separación, s_L , entre cercos u atados transversales en la dirección longitudinal debe satisfacer las dos condiciones siguientes:

- $s_L \leq 6$ veces el diámetro de la armadura longitudinal, d_{bL} ;
- $s_L \leq 1/5$ de la menor dimensión del núcleo confinado de hormigón, medida respecto al eje de los cercos.

(2) La distancia transversal, s_T , entre las dos ramas de los cercos o entre los atados transversales adicionales no debe superar $1/3$ de la menor dimensión, $b_{\min.}$, del núcleo de hormigón, medida con respecto al eje de los cercos, ni 200 mm (véase la figura 6.1a).

(3) Debe suponerse que las armaduras inclinadas un ángulo $\alpha > 0$ con respecto a la dirección transversal para la que se calcula ρ_w , contribuyen al área total A_{sw} de la expresión (6.4) con su área multiplicada por $\cos \alpha$.



Leyenda

- A 4 cercos superpuestos
- B 3 cercos superpuestos más atados transversales
- C Cercos superpuestos más atados transversales

Figura 6.1.a – Detalles constructivos típicos de confinamiento en pilares de hormigón de sección rectangular usando cercos rectangulares superpuestos y atados transversales

6.2.1.3 Secciones circulares

(1) La separación de los cercos o el paso de la espiral, s_L , deben satisfacer las dos condiciones siguientes:

$s_L \leq 6$ veces el diámetro de la armadura longitudinal, d_{bL} ;

$s_L \leq 1/5$ del diámetro del núcleo confinado de hormigón, medido con respecto al eje de los cercos.

6.2.1.4 Armadura de confinamiento necesaria

(1) El confinamiento se establece bien mediante cercos rectangulares y/o atados transversales, o bien mediante cercos circulares o espirales.

(2) La cuantía mínima de las armaduras de confinamiento debe determinarse del modo siguiente:

- para cercos rectangulares y atados transversales:

$$\omega_{wd,r} \geq \max \left(\omega_{w,req}; \frac{2}{3} \omega_{w,min.} \right) \quad (6.6)$$

Donde

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0,13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01) \quad (6.7)$$

Donde

A_c es el área de la sección bruta de hormigón

A_{cc} es el área (del núcleo) de hormigón confinado, correspondiente a la sección medida con respecto al eje de los cercos;

$\omega_{w,min.}$, λ son los coeficientes especificados en la tabla 6.1; y

ρ_L es la cuantía geométrica de la armadura longitudinal.

Dependiendo del comportamiento sísmico previsto para el puente, se aplican los valores mínimos especificados en la tabla 6.1.

Tabla 6.1 - Valores mínimos de λ y $\omega_{w,min.}$

Comportamiento sísmico	λ	$\omega_{w,min.}$
Dúctil	0,37	0,18
De ductilidad limitada	0,28	0,12

- para cercos circulares o espirales:

$$\omega_{wd,c} \geq \max \left(1,4 \omega_{w,req}; \omega_{w,min.} \right) \quad (6.8)$$

(3) Cuando se usen cercos rectangulares y atados transversales, la condición de armaduras mínimas debe satisfacerse en cada una de las dos direcciones transversales.

(4) Las espirales/cercos entrelazados son bastante eficientes para confinar secciones aproximadamente rectangulares. La distancia entre los centros de las espirales / cercos entrelazados no debe superar $0,6 D_{sp}$, donde D_{sp} es el diámetro de la espiral/cerco (véase la figura 6.1b).

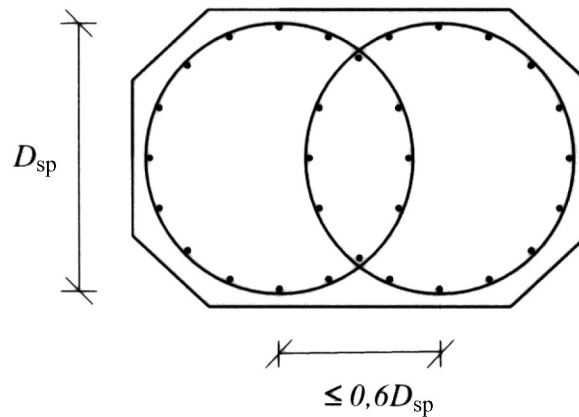


Figura 6.1b – Detalles constructivos típicos del confinamiento de pilas de hormigón utilizando espirales/cercos entrelazados

6.2.1.5 Tamaño del confinamiento - Longitud de las rótulas plásticas potenciales

(1) Cuando $\eta_k = N_{Ed} / A_c f_{ck} \leq 0,3$, la longitud de cálculo L_h de las rótulas plásticas potenciales debe estimarse como el mayor de los siguientes valores:

- canto de la pila en el plano de flexión (perpendicular al eje de la rótula);
- distancia del punto de momento máximo a aquel en el que el momento de cálculo es menor del 80% del máximo.

(2) Cuando el axil reducido sea $0,6 \geq \eta_k > 0,3$, la longitud de cálculo de las rótulas plásticas potenciales, determinada tal como se indica en el punto (1), debe incrementarse en un 50%.

(3) La longitud de cálculo de las rótulas plásticas (L_h), definidas anteriormente, deberá emplearse exclusivamente para los detalles constructivos de las armaduras de la rótula plástica. No deberá utilizarse en cambio para estimar la rotación de la rótula plástica.

(4) Cuando se precisen armaduras de confinamiento, la cuantía especificada en el apartado 6.2.1.4 debe colocarse a lo largo de toda la longitud de la rótula plástica. Fuera de dicha longitud, la armadura transversal puede reducirse gradualmente a la cuantía requerida por otros criterios. La cuantía de la armadura transversal a lo largo de una longitud adicional, L_h , contigua al extremo teórico de la rótula plástica, no debe ser menor del 50% de la cuantía requerida en la rótula plástica.

6.2.2 Pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas

(1) Debe evitarse el pandeo de la armadura longitudinal en las zonas donde potencialmente se puedan formar rótulas, incluso después de varios ciclos en el dominio post-elástico.

(2) Para satisfacer el requisito del punto (1) anterior, todas las armaduras longitudinales principales deberán coaccionarse frente al pandeo hacia el exterior disponiendo armaduras transversales (cercos o atados transversales) perpendiculares a las barras longitudinales y con una separación (longitudinal) s_L que no supere δd_{bL} , donde d_{bL} es el diámetro de las barras longitudinales. El coeficiente δ depende del cociente f_t / f_y entre la resistencia a tracción f_{tk} y el límite elástico f_{yk} de la armadura transversal, en términos de valores característicos, de acuerdo con la siguiente relación:

$$5 \leq \delta = 2,5 (f_{tk}/f_{yk}) + 2,25 \leq 6 \quad (6.9)$$

(3) A lo largo de los contornos rectos de la sección transversal, deberán colocarse anclajes a las armaduras longitudinales de una de las siguientes maneras:

- mediante una horquilla perimetral sostenida mediante atados transversales situados de forma alternada en las barras longitudinales, con una separación transversal (horizontal) s_t no superior a 200 mm. Los atados transversales deben tener patillas dobladas a 135° en un extremo, y a 135° o a 90° en el otro. Los atados transversales con patillas dobladas a 135° en ambos extremos pueden constar de dos piezas empalmadas mediante solapo. Si $\eta_k > 0,30$, no se permiten atados transversales con patillas a 90°. Si los atados transversales tienen patillas desiguales en ambos extremos, dichas patillas deberán alternarse en los atados transversales contiguos, tanto horizontal como verticalmente. En secciones transversales de grandes dimensiones, el atado transversal perimetral puede empalmarse utilizando una longitud de solapo apropiada combinada con patillas;
- mediante horquillas cerradas que se solapan, dispuestas de forma que cada barra de esquina y, al menos, alternativamente una de cada dos armaduras longitudinales internas, esté enlazada mediante una horquilla. La separación transversal (horizontal) s_T de las horquillas no deberá superar los 200 mm.

(4) La cuantía mínima de las horquillas transversales debe determinarse del modo siguiente:

$$\min \left(\frac{A_t}{s_L} \right) = \frac{\sum A_s f_{ys}}{1,6 f_{yt}} \text{ (mm}^2 \text{ /m)} \quad (6.10)$$

Donde

A_t es el área de una horquilla, en mm²;

s_L es la separación de las horquillas sobre el eje del elemento, en m;

$\sum A_s$ es la suma de las áreas de las armaduras longitudinales coaccionadas por la horquilla, en mm²;

f_{yt} es el límite elástico de la horquilla; y

f_{ys} es el límite elástico de la armadura longitudinal.

6.2.3 Otras reglas

(1) Debido al riesgo potencial de pérdida de recubrimiento en la zona de rótulas plásticas, las armaduras transversales de confinamiento deben anclarse mediante una patilla doblada 135° (a menos que se use una patilla doblada 90° de la manera a) indicada en el punto (3) del apartado 6.2.2, rodeando una barra longitudinal y con una longitud adecuada (10 diámetros como mínimo) en el interior del núcleo de hormigón.

(2) Se requiere un anclaje similar o un empalme por soldadura a tope para el solape de espirales u horquillas en el interior de las zonas de rótulas plásticas potenciales. En este caso los solapes de las sucesivas espirales o cercos, cuando se localicen a lo largo del perímetro del elemento, deberán escalonarse de acuerdo con lo especificado en el apartado 8.7.2 del Anejo 19 del Código Estructural.

(3) No se permite ningún empalme por solape o soldadura de las armaduras longitudinales dentro de la zona de rótulas plásticas. Para acopladores mecánicos, véase el punto (2) del apartado 5.6.3 del Anejo 1.

6.2.4 Pilas huecas

(1) En casos de sismicidad baja no es necesario aplicar las reglas de los puntos (2) a (4).

NOTA Para casos de baja sismicidad, se aplican las notas del punto (1) del apartado 2.3.7.

(2) A menos que se proporcione una justificación adecuada, la esbeltez o cociente b/h entre la longitud libre de las paredes, b , y el espesor de las mismas, h , no deberá ser mayor de 8 en la zona de rótulas plásticas (de longitud L_h de acuerdo con el apartado 6.2.1.5) de las pilas huecas de sección cajón, mono o multicelular.

(3) Para pilas huecas cilíndricas, la limitación del punto (2) anterior se aplica al cociente D_i/h , donde D_i es el diámetro interior.

(4) En las pilas de sección cajón, mono o multicelular, y cuando el valor del cociente η_k definido en la expresión (6.1) no supere 0,20, no es necesario comprobar la armadura de confinamiento, de acuerdo con lo especificado en el apartado 6.2.1, siempre que se cumplan los requisitos del apartado 6.2.2.

6.3 Pilas de acero

(1) Para los puentes proyectados para un comportamiento dúctil, deben aplicarse las reglas de detalles constructivos de los apartados 6.5, 6.6, 6.7 y 6.8 del Anejo 1, con las modificaciones del apartado 5.7 de este Anejo.

6.4 Cimentaciones

6.4.1 Cimentaciones superficiales

(1) Las cimentaciones superficiales, tales como las zapatas, losas, cajones, pilas, etc., no deben entrar en régimen plástico bajo la acción sísmica de cálculo y, por tanto, no necesitan detalles especiales de armado.

6.4.2 Cimentaciones sobre pilotes

(1) Cuando al utilizar el método del dimensionamiento por capacidad (véase el apartado 5.3), no sea posible evitar la localización de rótulas en los pilotes, debe asegurarse la integridad del pilote y el comportamiento dúctil. Para este caso se aplican las reglas siguientes.

(2) Las siguientes localizaciones del pilote deberán tratarse como emplazamientos potenciales de rótulas plásticas:

- a) Al nivel de las cabezas de los pilotes contiguas al encepado, cuando la rotación del encepado de los pilotes alrededor de un eje horizontal transversal a la dirección de la acción sísmica esté coaccionada por la gran rigidez del grupo de pilotes para este grado de libertad.
- b) A la profundidad en la que se desarrolla el momento flector máximo en el pilote. Esta profundidad deberá estimarse mediante un análisis que tenga en cuenta la rigidez eficaz a flexión del pilote (véase **2.3.6.1**), la rigidez lateral del suelo y la rigidez a rotación del grupo de pilotes a la altura del encepado.
- c) Al nivel de las superficies de contacto entre las distintas capas de suelo con deformabilidad a cortante marcadamente diferentes debido a la interacción cinemática suelo-pilote (véase **5.4.2(1)** del Anejo 5).

(3) En las localizaciones del tipo (a) del punto (2) anterior deberán disponerse armaduras de confinamiento en la cuantía especificada en el apartado **6.2.1.4**, a lo largo de una longitud vertical igual a 3 veces el diámetro del pilote.

(4) A menos que se realice un análisis más preciso, deben disponerse armaduras longitudinales, así como de confinamiento, en la misma cuantía para cada uno de estos tipos que la requerida en la cabeza del pilote, a lo largo de una longitud de dos veces el diámetro del pilote a cada lado del punto de momento máximo en las localizaciones del tipo (b) del punto (2) anterior, y a cada lado de la superficie de contacto en las localizaciones del tipo (c) del citado punto (2).

6.5 Estructuras de comportamiento de ductilidad limitada

6.5.1 Comprobación de la ductilidad de las secciones críticas

(1) Las reglas siguientes deberán aplicarse a las secciones críticas de las estructuras proyectadas para un comportamiento de ductilidad limitada (con $q \leq 1,5$), a fin de asegurar un mínimo de dicha ductilidad limitada.

NOTA Estas reglas se aplicarán incluso en las zonas de baja sismicidad. Para la definición de las zonas de baja sismicidad, véase la NOTA 1 del punto (1) del apartado **2.3.7**.

(2) Una sección se considera crítica, es decir, localización de una rótula plástica potencial, cuando:

$$M_{Rd} / M_{Ed} < 1,30 \quad (6.11)$$

Donde

M_{Ed} es el momento flector solicitante máximo de la sección para la situación sísmica de cálculo;

M_{Rd} es la mínima resistencia a flexión de la sección para la misma situación sísmica de cálculo.

(3) Siempre que sea posible, las localizaciones de las rótulas plásticas potenciales deberán ser accesibles para la inspección.

(4) A menos que la armadura de confinamiento no sea necesaria de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.2.1.1, los elementos de hormigón deben dotarse de las armaduras de confinamiento exigidas en el apartado 6.2.1.4 para las construcciones de ductilidad limitada (véase la tabla 6.1). En dichos casos, se exige también evitar el pandeo de la armadura longitudinal, de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 6.2.2.

6.5.2 Prevención de los fallos frágiles de componentes específicos sin ductilidad

(1) Los componentes estructurales sin ductilidad, tales como los aparatos de apoyo fijos, soportes terminales y anclajes de cables y tirantes, así como otras uniones sin ductilidad, deben dimensionarse utilizando bien los esfuerzos de la acción sísmica multiplicados por el coeficiente q utilizado en el análisis, o bien los esfuerzos obtenidos según los criterios de dimensionamiento por capacidad. Estos últimos deben calcularse a partir de la resistencia de los elementos dúctiles pertinentes (por ejemplo, los cables), y de un coeficiente de sobrerresistencia (reserva de resistencia) de, al menos, 1,3.

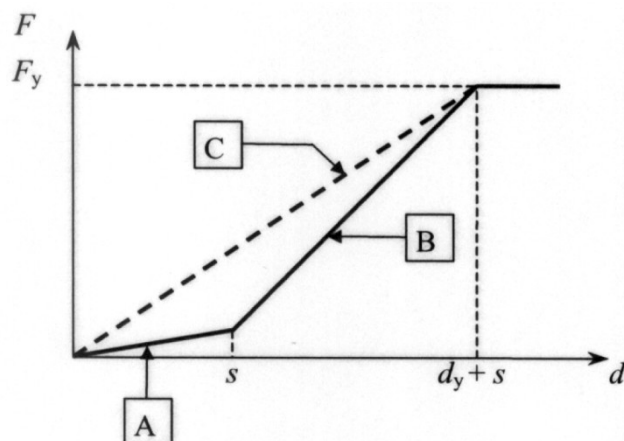
(2) Esta comprobación puede omitirse si puede demostrarse que la integridad de la estructura no está afectada por el fallo de dichas uniones. Esta demostración debe tratar también la posibilidad de un fallo secuencial, como el que puede producirse en los tirantes de los puentes atirantados.

6.6 Aparatos de apoyo y acoplamientos sísmicos

6.6.1 Requisitos generales

(1) Las acciones horizontales sobre el tablero, no sísmicas, deben transmitirse a los elementos de sustentación (estribos o pilas) a través de las uniones estructurales, las cuales pueden ser monolíticas o mediante aparatos de apoyo. Para acciones no sísmicas, los aparatos de apoyo deben comprobarse de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados. Así mismo, deberá estarse a lo dispuesto en las normas UNE-EN 1337-2 y UNE-EN 1337-3.

(2) En general, la acción sísmica de cálculo debe transmitirse a través de los aparatos de apoyo. Sin embargo, pueden usarse acoplamientos sísmicos (tal como se especifica en el apartado 6.6.3) para transmitir la acción sísmica de cálculo completa, siempre que los efectos del impacto dinámico se mitiguen y se tengan en cuenta en el cálculo. Los acoplamientos sísmicos deberán permitir, generalmente, los desplazamientos del puente debidos al resto de las acciones no sísmicas, sin transmitir cargas significativas. Cuando se utilicen acoplamientos sísmicos, la unión entre el tablero y la subestructura deberá tenerse en cuenta adecuadamente en el modelo de la estructura. Como mínimo, debe utilizarse una aproximación lineal de la relación fuerza-desplazamiento de la estructura conectada (véase la figura 6.2).



Leyenda

- s Holgura del conector
- d_y Desplazamiento elástico máximo del elemento de sustentación
- A Rigidez del aparato de apoyo
- B Rigidez del elemento de sustentación
- C Aproximación lineal de la curva

Figura 6.2 – Relación fuerza-desplazamiento para una estructura con acoplamientos sísmicos

NOTA Ciertos tipos de acoplamientos sísmicos pueden no ser aplicables a puentes sujetos a grandes acciones horizontales no sísmicas, o a puentes con limitaciones especiales de desplazamiento, como por ejemplo los puentes de ferrocarril.

(3) Debe asegurarse la integridad estructural del puente ante desplazamientos sísmicos extremos. En los elementos de sustentación fijos, este requisito debe establecerse bien mediante el dimensionamiento por capacidad de los aparatos de apoyo normales (véase 6.6.2.1), o bien mediante la colocación de conectores adicionales como segunda línea de defensa (véanse el punto (2) del apartado 6.6.2.1 y el caso (b) del punto (2) del apartado 6.6.3.1). En las uniones móviles deben establecerse longitudes de entrega (asiento) adecuadas, de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.6.4. En los casos de rehabilitación de un puente, los acoplamientos sísmicos pueden emplearse como una alternativa.

(4) Todos los tipos de aparatos de apoyo y acoplamientos sísmicos deben ser accesibles para su inspección y mantenimiento, así como reemplazables sin grandes dificultades.

6.6.2 Aparatos de apoyo

6.6.2.1 Aparatos de apoyo fijos

(1) Excepto cuando se cumplan las condiciones del punto (2), los efectos de la acción sísmica de cálculo sobre los aparatos de apoyo fijos deben determinarse mediante los criterios del dimensionamiento por capacidad.

(2) Los aparatos de apoyo fijos pueden dimensionarse únicamente para los efectos de la situación sísmica de cálculo obtenida a partir del análisis, siempre que puedan reemplazarse sin dificultad y se añadan acoplamientos sísmicos como segunda línea de defensa.

6.6.2.2 Aparatos de apoyo móviles

(1) Los aparatos de apoyo móviles deben admitir, sin daño, el desplazamiento sísmico total de cálculo en la situación sísmica de cálculo determinado de acuerdo con el punto (2) del apartado 2.3.6.3.

6.6.2.3 Aparatos de apoyo elastoméricos

(1) Los apoyos elastoméricos pueden utilizarse con alguna de las configuraciones siguientes:

- a) sobre elementos de sustentación aislados, para adaptarse a las deformaciones impuestas y resistir únicamente las acciones horizontales no sísmicas, mientras que la acción sísmica de cálculo se resiste mediante uniones estructurales (monolíticas o mediante aparatos de apoyo fijos) del tablero a otros elementos de sustentación (pilas o estribos);
- b) sobre todos o algunos elementos de sustentación aislados, con la misma función que en el punto (a) anterior, en combinación con acoplamientos sísmicos proyectados para resistir la acción sísmica;
- c) sobre todos los elementos de sustentación, para resistir tanto las acciones sísmicas como las no sísmicas.

(2) Los aparatos de apoyo elastoméricos utilizados en las configuraciones (a) y (b) del punto (1) anterior deben proyectarse para resistir la deformación máxima a cortante debida a la acción sísmica de cálculo, de acuerdo con el punto (5) del apartado 7.6.2.

(3) Se acepta un daño significativo a los aparatos de apoyo elastoméricos descritos en el punto (2) anterior, si se dan las condiciones especificadas en el punto (5) del apartado 2.2.2. No obstante, los puentes cuyos aparatos de apoyo elastoméricos son susceptibles de deteriorarse deben conservar su funcionalidad de transferir cargas verticales entre el tablero y el soporte para permitir la circulación de vehículos de emergencia.

(4) El comportamiento sísmico de los puentes, en los que los aparatos de apoyo elastoméricos situados sobre todos los soportes resisten totalmente la acción sísmica de cálculo (configuración (c) del punto (1) anterior), está controlado por la gran flexibilidad de los apoyos. Dichos puentes y sus aparatos de apoyo deben dimensionarse de acuerdo con el capítulo 7.

6.6.3 Acoplamientos sísmicos, dispositivos de anclaje para impedir el levantamiento y unidades de transmisión de impactos

6.6.3.1 Acoplamientos sísmicos

- (1) Los acoplamientos sísmicos pueden consistir en llaves de corte, topes, y/o bulones o cables de unión. Las uniones por rozamiento no se consideran como uniones efectivas.
- (2) Los acoplamientos sísmicos son necesarios en los siguientes casos.
 - a) Combinados con aparatos de apoyo elastoméricos, donde los conectores se proyectan para transmitir la acción sísmica de cálculo.
 - b) Combinados con aparatos de apoyo fijos no proyectados con los criterios de dimensionamiento por capacidad.

- c) En dirección longitudinal, en la localización de los soportes móviles de los extremos, entre el tablero y el estribo o pila de los puentes en restauración, si no se cumplen los requisitos de longitud mínima de entrega del apartado **6.6.4**.
 - d) Entre las secciones contiguas del tablero, en las juntas de separación intermedias (situadas dentro del vano).
- (3) Las acciones de cálculo para los acoplamientos sísmicos de los puntos anteriores deben determinarse del modo siguiente.
- En los casos (a), (b) y (c) del punto **(2)** anterior, con los criterios del dimensionamiento por capacidad (la resistencia horizontal de los aparatos de apoyo debe suponerse nula).
 - En el caso (d) del mismo punto **(2)**, y a menos que se realice un análisis más preciso que tenga en cuenta la interacción dinámica de las secciones contiguas del tablero, los conectores pueden dimensionarse para una acción igual a $1,5 \alpha_g S M_d$, donde α_g es la aceleración del suelo de cálculo en un terreno tipo A, S es el coeficiente de suelo del apartado **3.2.2.2** del Anejo 1, y M_d es la masa de la sección del tablero unida a una pila o estribo, o la menor de las masas de las dos partes del tablero situadas a cada lado de una junta de separación intermedia.
- (4) Los conectores deben dotarse de holguras o márgenes adecuados para que permanezcan inactivos:
- bajo la acción sísmica de cálculo en los casos (c) y (d) del punto **(2)**,
 - bajo cualquier acción no sísmica en el caso (a) del punto **(2)**.
- (5) Cuando se utilicen acoplamientos sísmicos, deberán preverse los medios para reducir los efectos de impacto.

6.6.3.2 Dispositivos de anclaje para impedir el levantamiento

(1) Los dispositivos de anclaje para impedir el levantamiento deben colocarse en todos los soportes en los que la reacción vertical total debida a la acción sísmica de cálculo se oponga y supere en un porcentaje, p_H , a la reacción de compresión (hacia abajo) debida a la carga permanente.

Los valores a asignar a p_H son los siguientes:

- $p_H = 80\%$ en puentes proyectados para un comportamiento dúctil, en los que la reacción vertical debida a la acción sísmica de cálculo se determine con los criterios del proyecto por capacidad;
- $p_H = 50\%$ en puentes proyectados para un comportamiento de ductilidad limitada, en los que la reacción vertical debida a la acción sísmica de cálculo se determine a partir de un análisis para únicamente la acción sísmica de cálculo (incluyendo la contribución de la componente sísmica vertical).

(2) El requisito del punto **(1)** anterior se refiere a la reacción vertical total del tablero por línea de apoyos y no se aplica a los aparatos de apoyo aislados del mismo elemento de sustentación. Sin embargo, no puede producirse ningún despegue de los aparatos de apoyo aislados para la situación sísmica de cálculo, de acuerdo con el apartado **5.5**.

6.6.3.3 Unidades de transmisión de impactos

(1) Las unidades de transmisión de impactos (STU – *shock transmission units*) son dispositivos que establecen coacciones función de la velocidad del desplazamiento relativo entre el tablero y el elemento de sustentación (pila o estribo), de la forma siguiente:

- Para movimientos de baja velocidad ($v < v_1$), tales como los debidos a los efectos de la temperatura, o de la fluencia y retracción del tablero, el movimiento es prácticamente libre (con reacción muy baja).
- Para movimientos de alta velocidad ($v > v_2$), tales como los debidos a las acciones sísmicas o de frenado, el movimiento se bloquea y el dispositivo actúa prácticamente como una unión rígida.
- Las unidades pueden disponer también de una función de limitación de fuerzas, que limitan la fuerza que transmiten (para $v > v_2$) a un determinado umbral superior, $F_{m\acute{a}x.}$, más allá del cual se produce el movimiento.

NOTA Las propiedades y el dimensionamiento de las unidades de transmisión de impactos (STU) estarán recogidas en la Norma UNE-EN 15129 (dispositivos antisísmicos). El orden de magnitud de las velocidades mencionadas anteriormente es de $v_1 \cong 0,1$ mm/s, $v_2 \cong 1,0$ mm/s.

(2) La descripción completa de las leyes que definen el comportamiento de las unidades utilizadas (relaciones fuerza-desplazamiento y fuerza-velocidad) debe estar disponible durante la fase de proyecto (suministrada por el fabricante de las unidades), incluyendo cualquier influencia de los factores ambientales sobre este comportamiento (principalmente de la temperatura, envejecimiento, recorrido acumulativo). También deben estar disponibles todos los valores de los parámetros necesarios para la definición del comportamiento de las unidades (incluyendo los valores de v_1 , v_2 y $F_{m\acute{a}x.}$ para los casos mencionados en el punto (1)), así como los datos geométricos y el valor cálculo de la resistencia, F_{Rd} , de las unidades y de sus conexiones. Dicha información debe basarse en los resultados de ensayos oficiales adecuados, o en un documento de evaluación europeo (DEE).

(3) Cuando para resistir las fuerzas sísmicas se usen unidades de transmisión de impactos sin la función de limitación de fuerzas, dichas unidades deben tener el valor cálculo de la resistencia, F_{Rd} , siguiente:

- para puentes dúctiles: F_{Rd} no deberá ser menor que la reacción correspondiente a los efectos del dimensionamiento por capacidad;
- para puentes con ductilidad limitada: F_{Rd} no deberá ser menor que la reacción obtenida en el análisis debida a la acción sísmica de cálculo, multiplicada por el coeficiente q utilizado.

Los dispositivos deben proporcionar una capacidad de desplazamiento suficiente para todas las acciones de baja velocidad y deben mantener su capacidad en términos de fuerza de reacción en su estado desplazado.

(4) Cuando para resistir las fuerzas sísmicas se usen unidades de transmisión de impacto que actúen como limitadores de fuerzas, los dispositivos deben contar con una capacidad de desplazamiento suficiente para absorber el valor de cálculo del desplazamiento relativo, d_{Ed} , correspondiente a la situación sísmica de cálculo determinada de acuerdo con el punto (2) del apartado 2.3.6.3, o de acuerdo con el punto (2) del apartado 7.6.2 para puentes con aislamiento sísmico.

(5) Todas las unidades de transmisión de impactos deben ser accesibles para inspección y para su mantenimiento/sustitución.

6.6.4 Entregas mínimas

(1) Debe disponerse de una entrega mínima en los soportes en los que el desplazamiento relativo entre los elementos de sustentación y soportados se proyecte para condiciones sísmicas.

(2) La longitud de entrega debe ser la necesaria para asegurar que la función de sustentación del soporte se mantiene en caso de desplazamientos sísmicos extremos.

(3) La longitud de entrega mínima, l_{ov} , en la localización de un soporte extremo de un estribo puede estimarse del modo siguiente:

$$l_{ov} = l_m + d_{eg} + d_{es} \quad (6.12)$$

$$d_{eg} = \varepsilon_e L_{eff} \leq 2d_g \quad (6.13)$$

$$\varepsilon_e = 2 \frac{d_g}{L_g} \quad (6.14)$$

Donde

l_m es la longitud mínima del soporte capaz de garantizar la transmisión totalmente segura de la reacción vertical, nunca menor de 400 mm;

d_{eg} es el desplazamiento relativo efectivo de las dos partes debido a la variación espacial del desplazamiento sísmico del suelo. Cuando el emplazamiento del puente esté a menos de 5 km de una falla conocida, sísmicamente activa, capaz de originar un terremoto de magnitud $M_w \geq 6,5$, y a menos que se disponga de una investigación sismológica específica, deberá tomarse como valor de d_{eg} el doble del obtenido de la expresión (6.13);

d_g es el valor de cálculo del desplazamiento del suelo, de acuerdo con lo especificado en el apartado **3.2.2.4** del Anejo 1;

L_g es el parámetro de distancia especificado en el punto **(6)** del apartado **3.3**;

L_{eff} es la longitud efectiva del tablero, tomada como la distancia entre la junta del tablero en cuestión y el punto más cercano en que exista una conexión rígida del tablero a la subestructura. Si el tablero está rigidamente conectado a un grupo de más de una pila, L_{eff} debe tomarse entonces como la distancia entre el soporte y el centro del grupo de pilas. En este contexto, “conexión rígida” significa una conexión del tablero o sección del tablero a un elemento de la subestructura, bien monolíticamente, o bien por medio de aparatos de apoyo fijos, acoplamientos sísmicos, o unidades de transmisión de impactos sin la función de limitación de fuerzas;

d_{es} es el desplazamiento sísmico efectivo del soporte debido a la deformación de la estructura, estimado como se indica a continuación.

- Para tableros unidos a pilas, bien monolíticamente, o bien por medio de aparatos de apoyo fijos que actúan como acoplamientos sísmicos completos:

$$d_{es} = d_{Ed} \quad (6.15a)$$

- donde d_{Ed} es el valor de cálculo total del desplazamiento longitudinal correspondiente al sismo último de cálculo en la situación sísmica, determinado de acuerdo con la expresión (2.7) del apartado **2.3.6.3**.
- Para tableros unidos a las pilas o a un estribo mediante acoplamientos sísmicos con una holgura igual a s :

$$d_{es} = d_{Ed} + s \quad (6.15b)$$

(4) En caso de existir una junta de separación intermedia entre dos secciones del tablero, l_{ov} deberá estimarse tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores calculados para cada una de las dos secciones del tablero, de acuerdo con el punto (3) anterior. En la localización de un soporte extremo de una sección de tablero sobre una pila intermedia, la entrega mínima l_{ov} deberá tomarse como el valor estimado de acuerdo con el punto (3), más el desplazamiento máximo de la coronación de la pila, d_E , para la situación sísmica de cálculo.

6.7 Estribos de hormigón y muros de contención

6.7.1 Requisitos generales

(1) Todos los elementos estructurales críticos de los estribos deben proyectarse para que permanezcan en régimen esencialmente elástico ante la acción sísmica de cálculo. El proyecto de la cimentación debe ajustarse a lo especificado en el apartado **5.8**. Dependiendo de la función estructural de la unión horizontal entre el estribo y el tablero, se aplican las disposiciones de los apartados **6.7.2** y **6.7.3**.

NOTA Respecto al daño controlado en los muros laterales o en vuelta de los estribos, véase el punto (5) del apartado **2.3.6.3**.

6.7.2 Unión flexible entre estribos y tablero

(1) En los estribos unidos de manera flexible al tablero, éste se sustenta mediante apoyos deslizantes o elastoméricos. Los apoyos elastoméricos (o los acoplamientos sísmicos, si los hay), pueden proyectarse para contribuir a la resistencia sísmica del tablero, pero no a la de los estribos.

(2) Para el proyecto sísmico de dichos estribos deberán tenerse en cuenta las siguientes acciones, que se supone que actúan en fase.

- a) Los empujes del terreno, incluyendo los efectos sísmicos calculados de acuerdo con el capítulo **7** del Anejo 5.
- b) Las fuerzas de inercia que actúan sobre la masa del estribo y sobre la masa del relleno existente sobre su cimentación. En general, estos efectos pueden determinarse en base al valor de cálculo de la aceleración correspondiente a la superficie del suelo en el emplazamiento, $a_g S$.

- c) Las acciones transmitidas por los aparatos de apoyo, determinadas mediante los criterios del dimensionamiento por capacidad si se ha supuesto un comportamiento dúctil para el puente, de acuerdo con los puntos (7) del apartado 5.3 y (8) del apartado 5.3. Si el puente se calcula para $q = 1,0$, entonces deben considerarse las reacciones sobre los aparatos de apoyo, resultantes del análisis sísmico.
- (3) Cuando los empujes del terreno supuestos en el punto (2)(a) anterior se calculen de acuerdo con el Anejo 5 en base a un desplazamiento aceptable del estribo, deberán tomarse medidas para permitir dicho desplazamiento calculando la separación entre el tablero y el muro del trasdós del estribo que delimita la junta de tablero. En este caso, hay que asegurarse también de que el desplazamiento supuesto para calcular las acciones en el punto (2)(a) anterior puede producirse realmente antes de que se produzca un fallo potencial del propio estribo. Este requisito puede considerarse satisfecho si se dimensiona el cuerpo del estribo incrementando en un 30% la parte sísmica de las acciones del punto (2)(a) anterior.

6.7.3 Estribos rígidamente conectados al tablero

- (1) La conexión del estribo al tablero se considera rígida si es bien monolítica, o bien se realiza a través de aparatos de apoyo fijos o de conectores proyectados para resistir la acción sísmica. Dichos estribos tienen una contribución importante a la sismorresistencia, tanto en dirección longitudinal como transversal.
- (2) El modelo mecánico de análisis deberá incorporar el efecto de la interacción entre el suelo y los estribos, utilizando bien valores realistas de los parámetros pertinentes de la rigidez del suelo, o bien los valores correspondientes a los límites superior e inferior de la rigidez.
- (3) Cuando tanto las pilas como los estribos suministren la resistencia sísmica del puente, se recomienda el uso de valores estimados de los límites superior e inferior de la rigidez del suelo, a fin de lograr resultados del lado de la seguridad tanto para los estribos como para las pilas.
- (4) En el análisis del puente debe usarse un coeficiente parcial de seguridad $q = 1,5$.
- (5) Deberán tenerse en cuenta las siguientes acciones en dirección longitudinal.
 - a) Las fuerzas de inercia que actúan sobre la masa de la estructura, las cuales pueden estimarse utilizando el método del modo fundamental (véase 4.2.2).
 - b) Los empujes estáticos del terreno que actúan sobre los dos estribos (E_o).
 - c) Los empujes adicionales del terreno de origen sísmico

$$\Delta E_d = E_d - E_o \quad (6.16)$$

Donde

E_d es el empuje total del terreno que actúa sobre el estribo debido a la acción sísmica de cálculo, de acuerdo con el Anejo 5. Se supone que los empujes ΔE_d actúan sobre ambos estribos en la misma dirección.

(6) La conexión del tablero al estribo (incluyendo los aparatos de apoyo fijos o los conectores, si los hay) deberá calcularse para los efectos de la acción resultante de los puntos anteriores. Pueden tenerse en cuenta las reacciones del lado pasivo, de acuerdo con lo especificado en el punto (8).

(7) A fin de que el daño al suelo o al terraplén situado detrás de un estribo rígidamente unido al tablero se mantenga dentro de límites aceptables, el valor de cálculo del desplazamiento sísmico no deberá superar un valor límite, d_{lim} , dependiente de la clase de importancia del puente (véase la Tabla 6.2).

Tabla 6.2. - Valores límite del valor de cálculo del desplazamiento sísmico en los estribos rígidamente unidos al tablero

Clase de importancia del puente	Desplazamiento límite d_{lim} (mm)
III	30
II	60
I	Sin límite

(8) Se supone que la reacción del suelo hacia el relleno, provocada por el movimiento del estribo y de cualquier aleta monolíticamente unida a él, actúa sobre las siguientes superficies:

- en la dirección longitudinal, sobre el trasdós del estribo que se mueve contra el suelo o el relleno;
- en dirección transversal, sobre el trasdós de aquellas aletas que se mueven contra el relleno.

Estas reacciones pueden estimarse basándose en los módulos del suelo horizontales correspondientes a las condiciones geotécnicas específicas.

El estribo pertinente deberá proyectarse para resistir esta reacción del suelo, además de los empujes estáticos del terreno.

(9) Cuando un estribo esté enterrado en formaciones rígidas del terreno natural más de un 80% de su altura, puede considerarse como totalmente encajado en él. En este caso deberá utilizarse un coeficiente $q = 1$ y las fuerzas de inercia deberán determinarse en base al valor de cálculo de la aceleración correspondiente a la superficie del suelo en el emplazamiento, $a_g S$ (esto es, sin amplificación espectral).

6.7.4 Puentes-Marco enterrados con gran sobrecarga

(1) En puentes-marco enterrados con un gran espesor de relleno sobre la losa superior (que exceda en un 50% su vano), puede que no sean aplicables las hipótesis de la respuesta sísmica inercial utilizadas en el apartado 6.7.3, porque conduzcan a resultados no realistas. En tal caso, deberá despreciarse la parte inercial de la respuesta y calcularse esta última en base a la compatibilidad cinemática para la acción sísmica de cálculo entre la estructura del marco y la deformación sísmica en campo libre del terreno circundante.

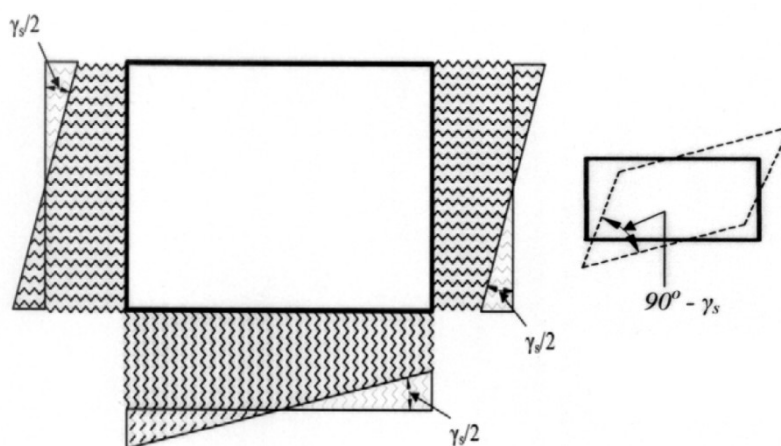
(2) A estos efectos, la deformación sísmica del suelo en campo libre puede suponerse como un campo de deformación tangencial uniforme (véase la figura 6.3), de valor:

$$j'_s = \frac{v_g}{v_s} \quad (6.17)$$

donde

v_g es la máxima velocidad del suelo (véase el punto **(3)** a continuación);

v_s es la velocidad de la onda de corte transversal en el suelo, compatible con la deformación tangencial correspondiente a la aceleración a nivel del suelo. Este valor puede estimarse a partir del valor $v_{s,máx.}$ dado para pequeñas deformaciones en la tabla 4.1 del Anejo 5.



Leyenda

γ_s Deformación tangencial del suelo en campo libre

Figura 6.3 – Respuesta cinemática de puentes-marco

(3) En ausencia de datos específicos, la velocidad máxima del suelo deberá estimarse a partir del valor de cálculo de la aceleración a nivel del suelo, a_g , en un terreno tipo A, utilizando la relación:

$$v_g = \frac{ST_C a_g}{2\pi} \quad (6.18)$$

donde S y T_c están en consonancia con el apartado **3.2.2.2** del Anejo 1.

6.7.5 Muros de contención

(1) Los muros de contención independientes deben proyectarse de acuerdo con los puntos **(2)** y **(3)** del apartado **6.7.2**, sin considerar ninguna acción proveniente de los aparatos de apoyo.

7 Puentes con aislamiento sísmico

7.1 Generalidades

(1) Este capítulo cubre el proyecto de puentes que cuenten con un sistema especial de aislamiento, que busca reducir su respuesta ante la acción sísmica horizontal. Los elementos aislantes se disponen sobre una interfaz de aislamiento, ubicada normalmente bajo el tablero y encima de la coronación de las pilas/estribos.

(2) La reducción de la respuesta puede lograrse:

- alargando el periodo fundamental de la estructura (efecto del desfase del periodo en el espectro de respuesta), lo cual reduce las fuerzas, pero aumenta los desplazamientos;
- incrementando el amortiguamiento, lo que reduce los desplazamientos y puede reducir las fuerzas;
- (preferiblemente) mediante una combinación de los dos efectos anteriores.

7.2 Definiciones

sistema aislante o de aislamiento:

Conjunto de los componentes utilizados para proporcionar el aislamiento sísmico, situados al nivel de la interfaz de aislamiento.

unidades de aislamiento o aisladores:

Cada una de las componentes que constituyen el sistema aislante. Cada unidad proporciona sólo una, o una combinación, de las funciones siguientes:

- capacidad para resistir la carga vertical, combinada con una elevada flexibilidad lateral y una elevada rigidez vertical;
- disipación de la energía (histéretica, viscosa, por rozamiento);
- capacidad para retornar lateralmente a la posición inicial;
- coacción horizontal (rigidez elástica suficiente) bajo la acción de cargas horizontales de servicio, no sísmicas.

subestructura(s):

Arte(s) de la estructura situada(s) bajo la interfaz de aislamiento, que consta(n) usualmente de pilas y estribos. En general, deberá tenerse en cuenta la flexibilidad horizontal de las subestructuras.

superestructura:

Parte de la estructura situada por encima de la interfaz de aislamiento. En los puentes, esta parte está constituida normalmente por el tablero.

centro de rigidez efectivo:

Centro C de rigidez definido en la parte superior de la interfaz de aislamiento, considerando la superestructura como un cuerpo rígido, pero teniendo en cuenta las flexibilidades de los aisladores y de la(s) subestructura(s).

valor de cálculo del desplazamiento (d_{cd}) del sistema de aislamiento en una dirección principal:

Desplazamiento horizontal máximo (con respecto al suelo) del centro de rigidez de la superestructura, que se origina bajo la acción sísmica de cálculo.

valor de cálculo del desplazamiento (d_{bi}) del aislador i :

Desplazamiento de la superestructura con respecto a la subestructura en la posición del aislador, correspondiente al valor de cálculo del desplazamiento del sistema aislante.

desplazamiento mayorado de cálculo ($d_{bi,a}$) del aislador i :

Valor de cálculo del desplazamiento del aislador, multiplicado por el coeficiente de amplificación γ_{is} de acuerdo con el apartado 7.6.2.

desplazamiento total máximo del aislador i :

Suma del valor de cálculo del desplazamiento incrementado, del desplazamiento horizontal debido a las acciones permanentes, de las deformaciones a largo plazo de la superestructura (postesado, retracción y fluencia de los tableros de hormigón) y del 50% del desplazamiento debido a los movimientos originados por las variaciones de temperatura.

rigidez eficaz del sistema de aislamiento en una dirección principal:

Cociente entre el valor de la fuerza horizontal total transmitida a través de la interfaz de aislamiento, concurrente con el valor de cálculo del desplazamiento en la misma dirección, y el valor absoluto del valor de cálculo del desplazamiento (rigidez secante).

periodo eficaz:

Periodo fundamental en la dirección considerada de un sistema de un solo grado de libertad que tiene la masa de la superestructura y una rigidez igual a la rigidez eficaz del sistema de aislamiento, tal como se especifica en el apartado 7.5.4.

amortiguamiento eficaz del sistema de aislamiento:

Valor del cociente de amortiguamiento viscoso correspondiente a la energía disipada por el sistema de aislamiento durante una respuesta cíclica con el valor de cálculo del desplazamiento.

apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento:

Apoyos elastoméricos laminados de bajo amortiguamiento de acuerdo con la Norma UNE-EN 1337-3, no objeto de la Norma UNE-EN 15129 (dispositivos antisísmicos) (véase el punto (5) del apartado 7.5.2.3.3).

apoyos elastoméricos especiales:

Apoyos elastoméricos laminados de elevado amortiguamiento ensayados con éxito de acuerdo con los requisitos de la Norma UNE-EN 15129 (dispositivos antisísmicos) (véase el punto (7) del apartado 7.5.2.3.3).

7.3 Requisitos básicos y criterios de conformidad

- (1) Deben satisfacerse los requisitos básicos establecidos en el apartado 2.2.
- (2) La respuesta sísmica de la superestructura y las subestructuras frente a las situaciones sísmicas de cálculo debe suponerse como de ductilidad limitada ($q \leq 1,5$).

(3) Se considera que el puente satisface los requisitos básicos si se proyecta de acuerdo con lo especificado en los apartados **7.4** y **7.5** y cumple con lo dispuesto en los apartados **7.6** y **7.7**.

(4) Para la resistencia e integridad del sistema de aislamiento se requiere un incremento de la fiabilidad, debido al crítico papel de su capacidad de desplazamiento para la seguridad del puente. Se considera que se alcanza esta fiabilidad si el sistema aislante se proyecta de acuerdo con los requisitos del apartado **7.6.2**.

(5) Las propiedades de cálculo deben validarse mediante ensayos de cualificación y de prototipo para todos los tipos de aisladores, con las excepciones de los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento, de acuerdo con los puntos (5) y (6) del apartado **7.5.2.3.3**, y de los apoyos deslizantes planos, de acuerdo con el punto (5) del apartado **7.5.2.3.5**.

NOTA El apéndice K está destinado a proporcionar recomendaciones para los ensayos de prototipo en los casos en los que la Norma UNE-EN 15129 ("Dispositivos antisísmicos") no aporte requisitos detallados para ensayos de tipo.

7.4 Acción sísmica

7.4.1 Espectro de cálculo

(1) El espectro utilizado no debe ser inferior al espectro de respuesta elástica detallado en el apartado **3.2.2.2** del Anejo 1 para estructuras no aisladas (considérese también lo indicado en el punto (8) del apartado **3.2.2.5** del Anejo 1).

NOTA Se adopta para T_D el valor asignado en el apartado 3.2.2.2 del Anejo 1. No obstante, deberá prestarse una particular atención al hecho de que la seguridad de las estructuras con aislamiento sísmico depende principalmente de las demandas de desplazamientos impuestas al sistema aislante, las cuales son directamente proporcionales al valor del periodo T_D .

7.4.2 Representación en el dominio del tiempo.

(1) Se aplican las disposiciones del apartado **3.2.3**.

7.5 Procedimientos de análisis y modelado

7.5.1 Generalidades

(1) Se indican a continuación los siguientes procedimientos de análisis aplicables a los puentes con aislamiento sísmico con las condiciones de aplicación detalladas en el apartado **7.5.3**.

- a) Análisis espectral basado en el modo fundamental
- b) Análisis espectral multimodal
- c) Análisis no lineal en el dominio del tiempo

(2) Además de las condiciones especificadas en el apartado **7.5.3**, se añaden los siguientes requisitos previos para la aplicación de los métodos (a) y (b) del punto (1) anterior:

- La relación fuerza-desplazamiento, normalmente no lineal, del sistema de aislamiento debe aproximarse con suficiente precisión mediante la rigidez eficaz K_{eff} , es decir, mediante el valor secante de la rigidez correspondiente al valor de cálculo del desplazamiento (véase la figura 7.1).

Esta representación debe basarse en aproximaciones sucesivas del valor de cálculo del desplazamiento (d_{cd}).

- La disipación de energía del sistema de aislamiento debe expresarse como el “amortiguamiento eficaz” (ξ_{eff}), en términos de un amortiguamiento viscoso equivalente.

(3) Los métodos normales de análisis dinámico lineal, especificados en el apartado **4.2**, pueden aplicarse si el sistema aislante consta exclusivamente de apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento (con un cociente de amortiguamiento viscoso equivalente de alrededor de 0,05). Los apoyos elastoméricos pueden considerarse como elementos elásticos lineales que se deforman a esfuerzo cortante (y posiblemente a compresión). Su amortiguamiento puede suponerse igual al amortiguamiento viscoso global de la estructura (véase también el punto **(2)** del apartado **7.5.2.3.3**). Toda la estructura deberá permanecer esencialmente elástica.

7.5.2 Propiedades de cálculo del sistema de aislamiento

7.5.2.1 Generalidades

(1) Todos los aisladores deben cumplir con la Norma UNE-EN 15129 (dispositivos antisísmicos) o ser conformes con una evaluación técnica europea (ETE) emitida para el mismo. Para el caso de aisladores cuyos ensayos de prototipo no estén completamente cubiertos por dicha norma, pueden aplicarse los requisitos dados en el apéndice K de este Anejo.

NOTA Véanse las referencias anteriores, así como los puntos **(5)**, **(6)** y **(7)** del apartado **7.5.2.4**, en relación con los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento utilizados conforme a lo especificado en los puntos **(4)**, **(5)** y **(6)** del apartado **7.5.2.3.3**, y en relación con los apoyos deslizantes planos lubricados de PTFE (politetrafluoretileno), usados de acuerdo con el punto **(5)** del apartado **7.5.2.3.5**.

7.5.2.2 Rigidez en la dirección vertical

(1) Los aisladores que resisten cargas verticales deben ser suficientemente rígidos en la dirección vertical.

(2) El requisito del punto **(1)** anterior se considera satisfecho si el desplazamiento horizontal del centro de gravedad de la estructura, debido a la flexibilidad vertical de los aisladores, es menor del 5% del valor de cálculo del desplazamiento d_{cd} . Esta condición no necesita comprobarse si apoyos deslizantes o elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento se utilizan como elementos portantes de cargas verticales al nivel de la interfaz de aislamiento.

7.5.2.3 Propiedades de cálculo en las direcciones horizontales

7.5.2.3.1 Generalidades

(1) Las propiedades de cálculo de los aisladores dependen de su comportamiento, que puede ser uno o una combinación de los descritos en los apartados **7.5.2.3.2** a **7.5.2.3.5**.

7.5.2.3.2 Comportamiento histerético

(1) La relación fuerza-desplazamiento del aislador en la dirección horizontal puede aproximarse mediante una función bilineal, como se muestra en la figura 7.1 para un aislador i (el índice i se ha omitido).

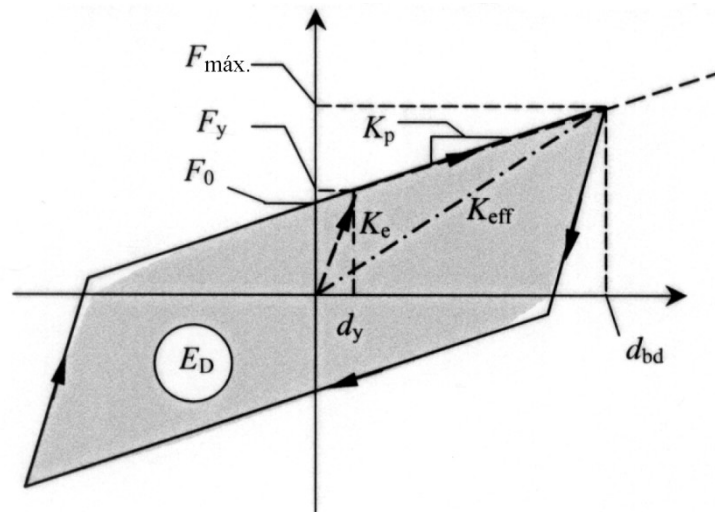


Figura 7.1 – Aproximación bilineal del comportamiento histerético fuerza-desplazamiento

(2) Los parámetros de la aproximación bilineal son los siguientes:

- d_y = desplazamiento correspondiente al límite elástico;
- d_{bd} = valor de cálculo del desplazamiento del aislador, correspondiente al desplazamiento de cálculo, d_{cd} , del sistema aislante;
- E_D = energía disipada por ciclo correspondiente al valor de cálculo del desplazamiento d_{bd} , igual al área encerrada por el bucle de histéresis real = $4 (F_y d_{bd} - F_{máx.} d_y)$;
- F_y = fuerza correspondiente al límite elástico, obtenida mediante cargas monótonas;
- F_0 = fuerza correspondiente al desplazamiento nulo, obtenida mediante cargas cíclicas = $F_y - K_p d_y$;
- $F_{máx.}$ = fuerza máxima, correspondiente al valor de cálculo del desplazamiento d_{bd} ;
- K_e = rigidez elástica obtenida mediante cargas monótonas = F_y / d_y , igual también a la rigidez de descarga en cargas cíclicas;
- K_p = rigidez postelástica (tangente) = $(F_{máx.} - F_y) / (d_{bd} - d_y)$.

7.5.2.3.3 Comportamiento de los apoyos elastoméricos

(1) Los apoyos elastoméricos considerados en esta norma son apoyos laminados de caucho que constan de capas de caucho reforzadas con chapas de acero totalmente adheridas. Con respecto al amortiguamiento, se distingue entre los apoyos elastoméricos de bajo amortiguamiento y los de alto amortiguamiento.

(2) Los apoyos elastoméricos de bajo amortiguamiento son aquellos que poseen un cociente de amortiguamiento viscoso equivalente, ξ , menor de 0,06. Dichos apoyos tienen un comportamiento cíclico similar a un comportamiento histerético con bucles de histéresis muy esbeltos. Su comportamiento deberá aproximarse mediante el de un elemento elástico lineal con una rigidez elástica equivalente en dirección horizontal igual a $G_b A_b / t_e$, donde G_b es el módulo de elasticidad transversal del elastómero (véase el punto (5) del apartado 7.5.2.4), A_b es el área horizontal efectiva y t_e es el espesor total del elastómero.

(3) Los apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento muestran importantes bucles de histéresis, correspondientes a un cociente de amortiguamiento viscoso equivalente, ξ , normalmente comprendido entre 0,10 y 0,20. Su comportamiento deberá considerarse como histerético lineal.

(4) Desde el punto de vista de los ensayos especiales que se precisan para evaluar su funcionamiento sísmico, los apoyos elastoméricos se diferencian en esta norma entre aparatos de apoyo sencillos de bajo amortiguamiento y apoyos de apoyo elastoméricos especiales.

(5) Los aparatos de apoyo de bajo amortiguamiento que cumplen con lo dispuesto en la Norma UNE-EN 1337-3 se definen como apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento.

(6) Los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento pueden usarse como aisladores, sin someterlos a ensayos especiales para determinar su funcionamiento sísmico.

(7) Los apoyos elastoméricos especiales son apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento comprobados mediante ensayos especiales de acuerdo con los requisitos de la Norma UNE-EN 15129 (dispositivos antisísmicos).

(8) Las propiedades de cálculo de los apoyos elastoméricos usadas en este capítulo deberán abarcar tanto las condiciones de rugosidad como de no rugosidad de los apoyos.

NOTA Los apoyos elastoméricos muestran cierta rugosidad si previamente (es decir, antes de ensayarlos) han sido sometidos a uno o más ciclos de elevada deformación a esfuerzo cortante. Los aparatos de apoyo rugosos muestran una caída significativa de la rigidez a esfuerzo cortante en ciclos sucesivos. Ocurre, no obstante, que después de un cierto tiempo (unos pocos meses), se recupera prácticamente la rigidez tangencial original (inicial) de los apoyos. Este efecto es destacable especialmente en los apoyos de alto amortiguamiento y de bajo módulo a cortante y deberá tenerse en cuenta mediante el uso de una gama apropiada de parámetros de cálculo (véanse el apartado K.2.1 y el requisito R4 del apartado K.2.3.3).

(9) Los apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB) constan de apoyos elastoméricos de bajo amortiguamiento con un núcleo cilíndrico de plomo. La plastificación del núcleo de plomo dota a dichos aparatos de un notable comportamiento histerético. Este comportamiento histerético puede representarse mediante la aproximación bilineal mostrada en la figura 7.1, con los siguientes parámetros:

- Rigidez elástica: $K_e = K_L + K_R$

donde K_R y K_L son, respectivamente, las rigideces a esfuerzo cortante de las partes elastomérica y de plomo del aparato;

- Rigidez post-elástica: $K_p = K_R$;

- Carga correspondiente al límite elástico: $F_y = F_{Ly} (1 + K_R/K_L)$

donde F_{Ly} es la carga correspondiente al límite elástico del núcleo de plomo.

NOTA 1 Si $K_R \ll K_L$, entonces $K_e \cong K_L$ y $F_y \cong F_{Ly}$.

NOTA 2 Los apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB) deberán estar de acuerdo con lo dispuesto en la Norma UNE-EN 15129 (dispositivos antisísmicos).

7.5.2.3.4 Amortiguadores viscosos fluidos

(1) La reacción de los amortiguadores viscosos fluidos es proporcional a v^{α_b} , donde

$$v = \dot{d}_b = \frac{d}{dt}(d_b)$$

es la velocidad del movimiento. Esta reacción es nula para el desplazamiento máximo $d_{m\acute{a}x.} = d_{bd}$ y no contribuye, por tanto, a la rigidez eficaz del sistema de aislamiento. La relación fuerza-desplazamiento de un amortiguador viscoso fluido se muestra en la figura 7.2 (para un movimiento senoidal), dependiendo del valor del exponente α_b .

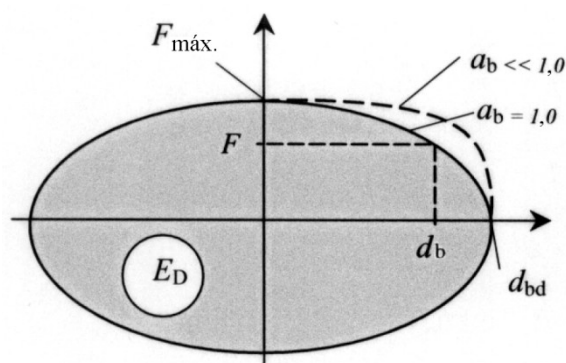


Figura 7.2 - Ley de comportamiento viscoso fuerza-desplazamiento

$$d_b = d_{bd} \sin(\omega t), \text{ con } \omega = 2\pi/T_{\text{eff}}$$

$$F = C v^{\alpha_b} = F_{m\acute{a}x.} (\cos(\omega t))^{\alpha_b}$$

$$F_{m\acute{a}x.} = C (d_{bd} \omega)^{\alpha_b}$$

$$E_D = \lambda(\alpha_b) F_{m\acute{a}x.} d_{bd}$$

$$\lambda(\alpha_b) = 2^{2+\alpha_b} \frac{\Gamma^2(1 + 0,5\alpha_b)}{\Gamma(2 + \alpha_b)}$$

$\Gamma ()$ = es la función gamma

NOTA En algunos casos de dispositivos viscosos (amortiguadores fluidos) con valores bajos de α_b , es necesaria la combinación del elemento viscoso con un resorte lineal colocado en serie (que refleja la compresibilidad del fluido) para hacer concordar satisfactoriamente la relación fuerza-velocidad con los resultados de los ensayos para obtener E_D . Sin embargo, esto sólo tiene una pequeña influencia sobre la energía (E_D) disipada por el dispositivo.

7.5.2.3.5 Comportamiento de rozamiento

(1) Los aparatos de apoyo deslizantes con una superficie de deslizamiento plana limitan la fuerza transmitida a la superestructura a:

$$F_{\text{máx.}} = \mu_d N_{Sd} \text{signo}(\dot{d}_b) \quad (7.1)$$

Donde

μ_d es el coeficiente de fricción o de rozamiento dinámico;

N_{Sd} es la fuerza normal transmitida por el aparato, y

$\text{signo}(\dot{d}_b)$ es el signo del vector velocidad $\dot{d}_b$

d_b es el desplazamiento relativo entre las dos superficies de deslizamiento

Dichos dispositivos pueden dar lugar, sin embargo, a notables desplazamientos permanentes. Consecuentemente, deberán usarse en combinación con otros aparatos que posean una capacidad de recuperación adecuada (véase 7.7.1).

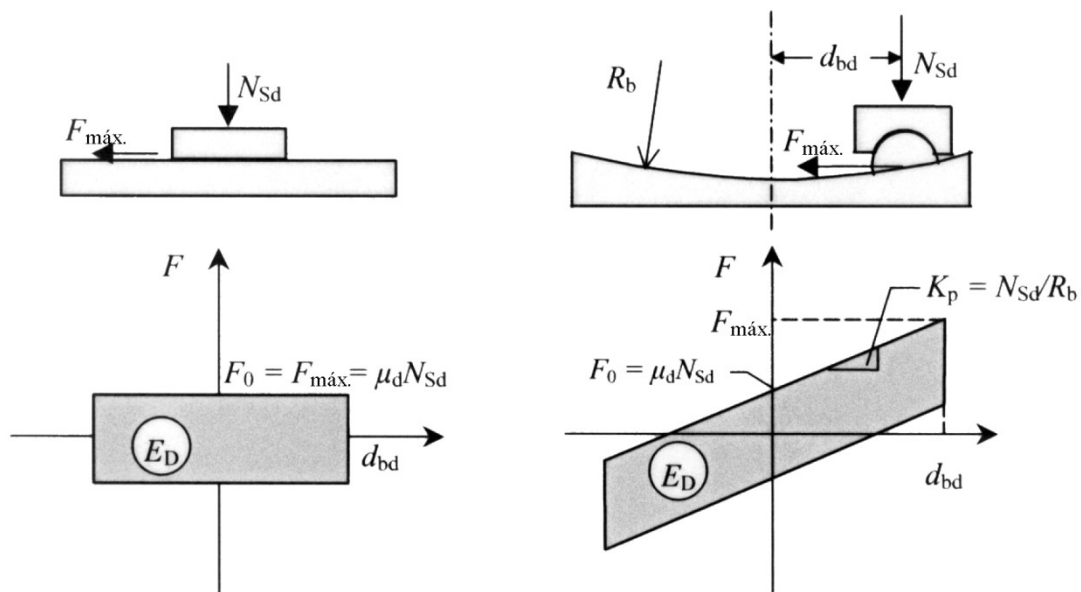


Figura 7.3 - Comportamiento de rozamiento expresado mediante la relación fuerza-desplazamiento

(2) Los aparatos de apoyo deslizantes con una superficie de deslizamiento esférica de radio R_b proporcionan para un desplazamiento d_b una fuerza de recuperación igual a $N_{Sd}d_b / R_b$. Para estos aparatos la relación fuerza-desplazamiento es la siguiente:

$$F_{\text{máx.}} = \frac{N_{Sd}}{R_b} d_{bd} + \mu_d N_{Sd} \text{signo}(\dot{d}_{bd}) \quad (7.2)$$

NOTA La expresión (7.2) proporciona suficiente aproximación cuando $d_b/R_b \leq 0,25$.

(3) En los dos casos anteriores, la energía disipada por ciclo E_D (véase la figura 7.3) para el valor de cálculo del desplazamiento d_{bd} se eleva a:

$$E_D = 4 \mu_d N_{sd} d_{bd} \quad (7.3)$$

(4) El coeficiente de rozamiento dinámico, μ_d , depende principalmente de:

- la composición de las superficies de deslizamiento;
- el uso, o no, de lubricación;
- la presión del aparato de apoyo sobre la superficie de deslizamiento en la situación sísmica de cálculo;
- la velocidad de deslizamiento.

y deberá determinarse mediante los ensayos apropiados.

NOTA En el apéndice K se da información sobre los ensayos que pueden realizarse para la determinación del coeficiente de rozamiento dinámico. Deberá reseñarse que, en la situación sísmica de cálculo, para superficies de PTFE en su estado inicial, sin el mínimo aditivo y lubricadas, que deslicen sobre superficies de acero inoxidable pulidas, el coeficiente de rozamiento dinámico puede ser muy bajo ($\leq 0,01$) para el rango de velocidades correspondientes a los movimientos sísmicos y para el rango normal de las presiones del aparato de apoyo sobre la superficie de deslizamiento.

(5) En el supuesto de que el amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento se evalúe ignorando cualquier contribución de estos elementos, los apoyos deslizantes con una superficie de deslizamiento plana lubricada de PTFE que permitan el deslizamiento en las dos direcciones horizontales, de acuerdo con la Norma UNE-EN 1337-2, no están sujetos a ensayos especiales para determinar el comportamiento sísmico, así como tampoco los apoyos elastoméricos que contengan elementos de deslizamiento de PTFE lubricados que permitan el deslizamiento en una dirección horizontal, mientras que en la otra se comporten como apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento, de acuerdo con las Normas UNE-EN 1337-2 y UNE-EN 1337-3.

7.5.2.4 Variabilidad de las propiedades de los aisladores

(1) Las propiedades nominales de cálculo (DP) de los aisladores deben bien ser validadas en general, de acuerdo con lo establecido en la Norma UNE-EN 15129 (dispositivos antisísmicos), o bien ser incluidas en un Documento de Evaluación Europeo (DEE), con la excepción de los casos especiales de los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento, de acuerdo con los puntos (5) y (6) del apartado 7.5.2.3.3, y de los apoyos deslizantes, de acuerdo con el punto (5) del apartado 7.5.2.3.5, para los cuales se aplican los puntos (4), (5) y (6) siguientes.

NOTA Véase también la NOTA bajo el punto (1) del apartado 7.5.2.1.

(2) Las propiedades nominales de los aisladores y, por tanto, las del sistema de aislamiento, pueden verse afectadas por el envejecimiento, la temperatura, la historia de la carga (rugosidad), la contaminación, y el recorrido acumulado (desgaste). Esta variabilidad debe tenerse en cuenta de acuerdo con el Apéndice J, mediante la utilización de los dos conjuntos siguientes de propiedades de cálculo del sistema de aislamiento, adecuadamente establecidos:

- propiedades de cálculo límite superiores (UBDP); y
- propiedades de cálculo límite inferiores (LBDP).

(3) En general, e independientemente del método de análisis, deben llevarse a cabo dos análisis: uno utilizando las propiedades UBDP, que conduce a las máximas fuerzas en la subestructura y en el tablero, y otro utilizando las propiedades LBDP, que conduce a los máximos desplazamientos del sistema de aislamiento y del tablero.

(4) El análisis espectral multimodal o el análisis en el dominio del tiempo pueden llevarse a cabo basándose en el conjunto de propiedades nominales de cálculo solamente si los desplazamientos de cálculo, d_{cd} , obtenidos del análisis basado en el modo fundamental y realizado de acuerdo con lo establecido en el apartado **7.5.4** a partir de las propiedades UBDP y LBDP, no difieren en más de $\pm 15\%$ de los correspondientes a las propiedades de cálculo.

(5) Las propiedades nominales de cálculo de los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento de acuerdo con los puntos (5) y (6) del apartado **7.5.2.3.3**, pueden suponerse del modo siguiente:

- Módulo de elasticidad transversal: $G_b = \alpha G_g$,

NOTA El valor de α está normalmente comprendido entre 1,1 y 1,4. El valor adecuado se determina mejor ensayando el dispositivo.

- donde G_g es el valor del “módulo de elasticidad transversal convencional aparente”, de acuerdo con la Norma UNE-EN 1337-3;

- Amortiguamiento viscoso equivalente: $\xi_{eff} = 0,05$

(6) La variabilidad de las propiedades de cálculo de los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento, debida al envejecimiento y a la temperatura, puede limitarse al valor de G_b y suponerse del modo siguiente:

- LBDP $G_{b,min.} = G_b$

- UBDP en función de la “temperatura mínima del apoyo para el cálculo sísmico” $T_{min.,b}$ (véase el apartado **J.1(2)**), del modo siguiente:

- cuando $T_{min.,b} \geq 0 \text{ } ^\circ\text{C}$

$$G_{b,máx.} = 1,2 G_b$$

- cuando $T_{min.,b} < 0 \text{ } ^\circ\text{C}$

el valor de $G_{b,máx.}$ deberá corresponder a $T_{min.,b}$.

NOTA En ausencia de los resultados de los ensayos pertinentes, el valor de $G_{b,máx.}$ para $T_{min.,b} < 0 \text{ } ^\circ\text{C}$ puede obtenerse a partir de G_b ajustado respecto a la temperatura y el envejecimiento de acuerdo con los valores de $\lambda_{máx.}$ correspondientes a K_p especificados en las tablas JJ.1 y JJ.2.

(7) Los valores de los parámetros de rozamiento de los elementos deslizantes cuya contribución a la disipación de energía se ignore, de acuerdo con el punto (5) del apartado **7.5.2.3.5**, deberán tomarse como se especifica en la Norma UNE-EN 1337-2.

7.5.3 Condiciones para la aplicación de los métodos de análisis

(1) El método de análisis espectral basado en el modo fundamental puede aplicarse si se cumplen todas las condiciones siguientes:

- a) La distancia entre el emplazamiento del puente y la falla conocida más cercana, sísmicamente activa, supera 10 km.
- b) Las condiciones del suelo del emplazamiento se corresponden con uno de los tipos de terreno A, B, C o E del apartado **3.1.1** del Anejo 1.
- c) El índice de amortiguamiento eficaz no supera 0,30.

(2) El análisis espectral multimodal puede aplicarse si se cumplen las dos condiciones b y c del punto (1) anterior.

(3) El análisis no lineal en el dominio del tiempo puede aplicarse para el proyecto de cualquier puente con aislamiento sísmico.

7.5.4 Análisis espectral basado en el modo fundamental

(1) Deberá utilizarse en todos los casos el modelo de tablero rígido (véase **4.2.2.3**).

(2) El esfuerzo cortante transmitido a través de la interfaz de aislamiento en cada dirección principal debe calcularse considerando la superestructura como un sistema de un único grado de libertad y utilizando:

- la rigidez eficaz del sistema de aislamiento, K_{eff} ;
- el amortiguamiento eficaz del sistema de aislamiento, ξ_{eff} ;
- la masa de la superestructura, M_d ;
- la aceleración espectral $S_e(T_{\text{eff}}, \eta_{\text{eff}})$ (véase el apartado **3.2.2.2** del Anejo 1), correspondiente al periodo eficaz T_{eff} , con $\eta_{\text{eff}} = \eta(\xi_{\text{eff}})$.

Los valores de estos parámetros deberán calcularse del modo siguiente:

- Rigidez eficaz:

$$K_{\text{eff}} = \sum K_{\text{eff},i} \quad (7.4)$$

donde $K_{\text{eff},i}$ es la rigidez combinada del aislador y de la correspondiente subestructura (pila) i .

- Amortiguamiento eficaz:

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_{D,i}}{K_{\text{eff}} d_{\text{cd}}^2} \right] \quad (7.5)$$

donde

$\sum E_{D,i}$ es la suma de las energías disipadas por todos los aisladores i en un ciclo completo de deformación para el valor de cálculo del desplazamiento, d_{cd} .

- Periodo eficaz:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{M_d}{K_{\text{eff}}}} \quad (7.6)$$

(3) Esto conduce a los resultados mostrados en la tabla 7.1 y en la figura 7.4.

Tabla 7.1 - Aceleración espectral S_e y valor de cálculo del desplazamiento d_{cd}

T_{eff}	S_e	d_{cd}
$T_c \leq T_{\text{eff}} < T_D$	$\frac{T_c}{2,5 T_{\text{eff}}} a_g S \eta_{\text{eff}}$	$\frac{T_{\text{eff}}}{T_c} d_c$
$T_D \leq T_{\text{eff}} \leq 4 \text{ s}$	$\frac{T_c T_D}{2,5 T_{\text{eff}}^2} a_g S \eta_{\text{eff}}$	$\frac{T_D}{T_c} d_c$

donde

$$a_g = \gamma_I a_{g,R} \quad (7.6)$$

y

$$d_c = \frac{0,625}{\pi^2} a_g S \eta_{\text{eff}} T_c^2 \quad (7.8)$$

El valor de η_{eff} deberá tomarse de la expresión:

$$\eta_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{0,10}{0,05 + \xi_{\text{eff}}}} \geq 0,40 \quad (7.9)$$

Máximo esfuerzo cortante:

$$V_d = M_d S_e = K_{\text{eff}} d_{cd} \quad (7.10)$$

donde

S , T_c y T_D son los parámetros del espectro de cálculo dependientes del tipo de terreno, de acuerdo con lo especificado en el punto (1) del apartado 7.4.1 de esta norma y en el apartado 3.2.2.2 del Anejo 1;

a_g es el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A, correspondiente a la categoría de importancia del puente;

γ_I es el coeficiente de importancia del puente; y

$a_{g,R}$ es el valor de cálculo de la aceleración de referencia a nivel del suelo (correspondiente al periodo de retorno de referencia).

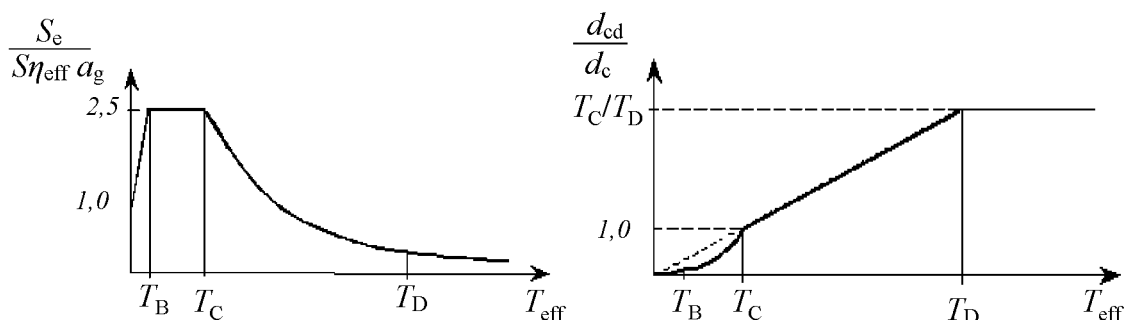


Figura 7.4 – Espectros de aceleración y de desplazamiento

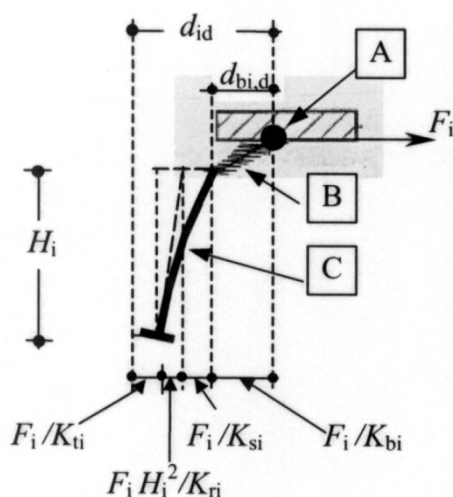
NOTA 1 Hasta el periodo de 4 s se aplica el espectro de respuesta elástica del punto (1) del apartado 3.2.2.2 del Anejo 1. Para valores de T_{eff} mayores de 4 s debe utilizarse el espectro de respuesta elástica de desplazamiento del apéndice A del Anejo 1y el espectro de respuesta elástica de aceleración se puede deducir invirtiendo la expresión (3.7) del Anejo 1. No obstante, los puentes con aislamiento sísmico con $T_{eff} > 4$ s requieren una especial atención, debido a su inherente baja rigidez frente a cualquier acción horizontal.

NOTA 2 Para una pila de altura H_i con una rigidez al desplazamiento K_{si} (kN/m), sustentada por una cimentación con rigidez a la traslación K_{ti} (kN/m), rigidez a rotación K_{ri} (kNm/rad), y soportando un aislador i con una rigidez eficaz K_{bi} (kN/m), la rigidez combinada $K_{eff,i}$ es (véase la figura 7.5N):

$$\frac{1}{K_{eff,i}} = \frac{1}{K_{bi}} = \frac{1}{K_u} = \frac{1}{K_{si}} = \frac{H_i^2}{K_{ri}} \quad (7.11N)$$

$$d_{bi} = \frac{F_i}{K_{bi}}$$

La flexibilidad del aislador y su desplazamiento relativo d_{bi} son, normalmente, mucho mayores que las demás componentes del desplazamiento de la superestructura. Por esta razón, el amortiguamiento eficaz del sistema depende únicamente de la suma de las energías disipadas por los aisladores, ΣE_{Di} , y el desplazamiento relativo del aislador es prácticamente igual al desplazamiento de la superestructura en ese punto ($d_{bi}/d_{id} = K_{eff,i}/K_{bi} \approx 1$).



Leyenda

- A Superestructura
- B Aislador i
- C Pila i

Figura 7.5N – Rigidez combinada de la pila y del aislador i

(4) En sistemas esencialmente no lineales, K_{eff} y ξ_{eff} dependen del valor de cálculo del desplazamiento d_{cd} (véase d_{bd} en la figura 7.1). Deberán realizarse aproximaciones sucesivas de d_{cd} para limitar dentro del $\pm 5\%$ las desviaciones entre los valores supuestos y calculados.

(5) Para determinar los efectos de la acción sísmica sobre el sistema de aislamiento y las subestructuras en la dirección transversal principal (llamémosla dirección y), la influencia de la excentricidad en planta en dirección longitudinal e_x (entre el centro de rigidez efectivo y el centro de gravedad del tablero), sobre el desplazamiento de la superestructura d_{id} en la posición de la pila i , deberá evaluarse del modo siguiente:

$$d_{\text{id}} = \delta_i d_{\text{cd}} \quad (7.12)$$

$$\delta_i = \frac{1 + \frac{e_x}{r r_x} x_i}{r r_x} \quad (7.13)$$

con

$$r_x^2 = \frac{\sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi})}{\sum K_{yi}} \quad (7.14)$$

donde

e_x es la excentricidad en la dirección longitudinal;

r es el radio de giro de la masa del tablero respecto al eje vertical que pasa por su centro de gravedad;

x_i e y_i son las coordenadas de la pila i con respecto al centro de rigidez efectivo;

K_{yi} y K_{xi} son las rigideces combinadas efectivas del aislador y del pilar i , en las direcciones y y x , respectivamente.

NOTA En puentes rectos, normalmente $y_i \ll x_i$. En tales casos, puede omitirse el término $y_i^2 K_{xi}$ en la expresión (7.14).

(6) Para la combinación de las componentes de la acción sísmica debe aplicarse el punto (4) del apartado 4.2.1.4.

7.5.5 Análisis espectral multimodal

(1) El modelo del sistema de aislamiento debe reflejar con suficiente precisión:

- la distribución espacial de los aisladores y los efectos de vuelco pertinentes, y
- la traslación de la superestructura en las dos direcciones horizontales y su rotación respecto al eje vertical.

(2) El modelo de la superestructura debe reflejar con suficiente precisión su deformación en planta. No es necesario considerar la excentricidad accidental de la masa.

(3) El modelo de las subestructuras deberá reflejar con suficiente precisión la distribución de sus propiedades de rigidez y, al menos, la rigidez a rotación de la cimentación. Cuando la pila tenga una masa y altura significativas, o si está sumergida en agua, deberá modelarse también adecuadamente su distribución de masas.

(4) El amortiguamiento eficaz dado por la expresión (7.5) puede aplicarse solamente a los modos que tengan periodos mayores de $0,8 T_{\text{eff}}$. Para la totalidad de los modos restantes, deberá utilizarse el índice de amortiguamiento correspondiente a la estructura sin aislamiento sísmico, a menos que se realice una estimación más precisa del índice de amortiguamiento que corresponda.

(5) Para la combinación de los componentes horizontales de la acción sísmica debe aplicarse el punto **(2)** del apartado **4.2.1.4**.

(6) Tanto el desplazamiento del centro de rigidez del sistema de aislamiento (d_{cd}), como el esfuerzo cortante total (V_{d}) transmitido a través de la interfaz de aislamiento en cada una de las dos direcciones horizontales, que resultan del cálculo, están sujetos a límites inferiores como se indica a continuación:

$$\rho_{\text{d}} = \frac{d_{\text{cd}}}{d_{\text{cf}}} \geq 0,80 \quad (7.15)$$

$$\rho_{\text{v}} = \frac{V_{\text{d}}}{V_{\text{f}}} \geq 0,80 \quad (7.16)$$

donde

$d_{\text{cf}}, V_{\text{f}}$ son, respectivamente, el valor de cálculo del desplazamiento y el esfuerzo cortante transmitido a través de la interfaz de aislamiento, calculados mediante el análisis espectral basado en el modo fundamental descrito en el apartado **7.5.4**. Las limitaciones del punto **(1)** del apartado **7.5.3** no se aplican a la hora de comprobar las expresiones (7.15) y (7.16).

(7) En caso de que no se cumplan las condiciones del punto **(6)** anterior, los efectos pertinentes sobre el sistema de aislamiento, el tablero y las subestructuras deberán multiplicarse por:

$$\frac{0,80}{\rho_{\text{d}}} \quad \text{para los desplazamientos sísmicos; o por} \quad (7.17)$$

$$\frac{0,80}{\rho_{\text{v}}} \quad \text{para los esfuerzos y momentos sísmicos} \quad (7.18)$$

(8) No es necesario aplicar las limitaciones del punto **(6)** anterior y las correcciones pertinentes del punto **(7)** si el puente no puede aproximarse (incluso de forma grosera) a un modelo de un solo grado de libertad. Dichos casos pueden darse en:

- puentes con pilas elevadas, cuya masa tenga una influencia significativa en el desplazamiento del tablero;

- puentes con una notable excentricidad, e_x , en dirección horizontal entre el centro de gravedad del tablero y el centro de rigidez efectivo ($e_x > 0,10 L$).

En estos casos, se recomienda que las limitaciones y correcciones de los puntos (6) y (7) se apliquen en cada dirección a los desplazamientos y esfuerzos deducidos a partir del modo fundamental del modelo real del puente en la misma dirección.

7.5.6 Análisis en el dominio del tiempo

(1) Se aplican los puntos (1), (2), (3), (6), (7) y (8) del apartado 7.5.5, tomando como valores de d_{cd} y V_d en las expresiones (7.15) y (7.16) los efectos correspondientes de la acción de cálculo, de acuerdo con el punto (1) del apartado 4.2.4.3.

7.5.7 Componente vertical de la acción sísmica

(1) Los efectos de la componente vertical de la acción sísmica pueden determinarse a partir de un análisis lineal mediante el espectro de respuesta, independientemente del método utilizado para el cálculo de la respuesta a la acción sísmica horizontal. Para la combinación de los efectos de las acciones se aplica el apartado 4.2.1.4.

7.6 Comprobaciones

7.6.1 Situación sísmica de cálculo

(1) La situación sísmica de cálculo se describe mediante la combinación de acciones de la expresión (5.4) del punto (1) del apartado 5.5.

(2) Los efectos de la acción sísmica de cálculo sobre el sistema de aislamiento deben tomarse de acuerdo con lo expuesto en el apartado 7.6.2, y los generados en la superestructura y subestructura de acuerdo con el apartado 7.6.3.

7.6.2 Sistema de aislamiento

(1) La necesaria mayor fiabilidad del sistema de aislamiento (véase el punto (4) del apartado 7.3) debe establecerse mediante el dimensionamiento de cada aislador para un valor de cálculo del desplazamiento mayorado $d_{bi,a}$:

$$d_{bi,a} = \gamma_{IS} d_{bi,d} \quad (7.19)$$

donde γ_{IS} es un coeficiente de amplificación que se aplica solamente sobre el valor de cálculo del desplazamiento $d_{bi,d}$ de cada aislador i , determinado mediante uno de los procedimientos especificados en el apartado 7.5, y que adopta el valor $\gamma_{IS} = 1,50$.

Si la variabilidad espacial de la acción sísmica se tiene en cuenta por el método simplificado de los (4), (5), (6) y (7) del apartado 3.3, los desplazamientos de cálculo mayorados deben estimarse mediante la regla del punto (7) del apartado 3.3, donde los desplazamientos $d_{bi,d}$ debidos a la respuesta inercial, calculada de acuerdo con uno de los métodos del apartado 7.5, deben mayorarse de acuerdo con la expresión (7.19) anterior, mientras que aquellos desplazamientos que corresponden a la variabilidad espacial determinada de acuerdo con los punto (5) y (6) del apartado 3.3 no necesitan mayorarse.

(2) El máximo desplazamiento total de cada aislador en cada dirección $d_{m,i}$ debe verificarse a partir de la expresión (7.19a), añadiendo al valor de cálculo del desplazamiento sísmico mayorado anterior el desplazamiento inicial $d_{G,i}$ inducido potencialmente por:

- a) las acciones permanentes;
- b) las deformaciones a largo plazo (postensado, retracción y fluencia de los tableros de hormigón) de la superestructura; y
- c) el 50% de la acción térmica.

$$d_{m,i} \geq d_{G,i} + d_{bi,a} \quad (7.19a)$$

NOTA En el punto (4) del apartado 7.7.1 se indica una condición adicional para la capacidad de desplazamiento $d_{m,i}$ de los aisladores.

(3) Todos los componentes del sistema de aislamiento deben ser capaces de funcionar, sin cambios significativos en sus propiedades de aislamiento, hasta su capacidad de desplazamiento $d_{m,i}$ en la dirección pertinente.

(4) El valor de cálculo de la resistencia de cada elemento portante del sistema de aislamiento, incluido su anclaje, debe superar la fuerza que actúa sobre el elemento para el desplazamiento máximo total. También debe superar a la fuerza de cálculo originada por la carga del viento sobre la estructura en la dirección pertinente.

NOTA La máxima reacción de los amortiguadores viscosos hidráulicos (véase 7.5.2.3.4) correspondiente al desplazamiento

mayorado $d_{bi,a}$ puede estimarse multiplicando la reacción resultante del análisis por $\gamma_{m,bi,a}^{1/\alpha_b}$, con α_b tal como se define en el apartado 7.5.2.3.4.

(5) Los aisladores que consten de apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento deberán comprobarse para los efectos de la acción expuestos en los puntos (1) a (4), de acuerdo con lo especificado en las reglas pertinentes de la Norma UNE-EN 1337-3 como se indica a continuación. El valor de cálculo de la deformación a cortante total máxima en el apoyo deberá calcularse como la suma de:

- a) el valor de cálculo de la deformación a cortante debida a la compresión vertical;
- b) la deformación a cortante correspondiente al valor de cálculo del desplazamiento horizontal total; y
- c) la deformación a cortante correspondiente al valor de cálculo de la rotación angular total

de los apoyos en la situación sísmica de cálculo, sin multiplicar esta suma por ningún coeficiente de amplificación. Esta deformación no deberá superar el valor de $\varepsilon_{u,d}$ de acuerdo con la relación (2) del apartado 5.3.3 de la Norma UNE-EN 1337-3. La estabilidad a pandeo y deslizamiento se deberá comprobar de acuerdo con las reglas pertinentes del apartado 5.3.3.6 de la Norma UNE-EN 1337-3.

NOTA El valor a asignar al coeficiente parcial de seguridad γ_m en la relación para $\varepsilon_{u,d}$, para la determinación de la resistencia de cálculo de los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento en la situación sísmica de cálculo es $\gamma_m = 1,00$.

(6) Para apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento, además de la comprobación del punto (5) anterior, deberá comprobarse la siguiente condición:

$$\varepsilon_{q,d} \leq 2,0 \quad (7.20)$$

donde $\varepsilon_{q,d}$ es la deformación tangencial calculada de acuerdo con la expresión (10) del apartado **5.3.3.3** de la Norma UNE-EN 1337-3. En este contexto, $v_{x,d}$ y $v_{y,d}$ deberán tomarse igual, respectivamente, a los máximos desplazamientos relativos totales en las direcciones x e y , tal como se especifica en el punto **(2)** anterior.

(7) Para la situación sísmica de cálculo, no se permite ningún levantamiento de los aisladores que soporten fuerzas verticales bajo la acción sísmica especificada en el apartado **7.4**.

(8) Los elementos deslizantes mencionados en el punto **(5)** del apartado **7.5.2.3.5** deberán dimensionarse, de acuerdo con lo dispuesto en la Norma UNE-EN 1337-2, para el valor de cálculo del desplazamiento sísmico, según lo especificado en el punto **(1)** anterior.

7.6.3 Subestructuras y superestructura

(1) Las fuerzas sísmicas internas E_{EA} ejercidas únicamente por la acción sísmica de cálculo en las subestructuras y en la superestructura deben deducirse a partir de los resultados de un análisis realizado de acuerdo con lo especificado en el apartado **7.5**.

(2) Las fuerzas sísmicas de cálculo E_E debidas solamente a la acción sísmica de cálculo, pueden deducirse a partir de las fuerzas E_{EA} definidas en el punto **(1)** anterior, tras dividir estas cargas por el coeficiente q correspondiente a un comportamiento dúctil limitado / esencialmente elástico, es decir, $F_E = E_{EA}/q$ con $q = 1,50$.

(3) Deberá comprobarse que todos los elementos de la estructura tienen un comportamiento esencialmente elástico de acuerdo con las reglas de los apartados **5.6.2** y **6.5**.

(4) Los efectos de la acción de cálculo para las cimentaciones deben estar de acuerdo con el punto **(2)** del apartado **5.8.2**.

(5) Las fuerzas horizontales de cálculo de los elementos portantes (pilas o estribos) que sustentan los apoyos deslizantes descritos en el punto **(5)** del apartado **7.5.2.3.5**, deberán deducirse a partir de los máximos valores de rozamiento, de acuerdo con las disposiciones pertinentes de la Norma UNE-EN 1337-2.

(6) En el caso del punto **(5)** anterior y cuando el mismo elemento soporte sustente también amortiguadores viscosos fluidos, entonces:

- a) la fuerza horizontal sísmica de cálculo del elemento soporte en la dirección de la acción del amortiguador deberá incrementarse por el valor de la máxima fuerza sísmica del amortiguador (véase la expresión (7.21));
- b) en las situaciones de cálculo no sísmicas, la fuerza horizontal sísmica de cálculo bajo las acciones de las deformaciones impuestas (variación de temperatura) deberá incrementarse el valor de la reacción del amortiguador, estimada como el 10% de la máxima fuerza sísmica del amortiguador utilizada en el punto (a) anterior.

(7) Cuando se lleve a cabo un análisis modal espectral de un único modo o de varios modos para sistemas de aislamiento que consten de una combinación de apoyos elastoméricos y de amortiguadores viscosos fluidos apoyados en el(los) mismo(s) elemento(s) de sustentación, la diferencia de fase entre los máximos valores de los elementos elástico y viscoso puede tenerse en cuenta mediante la aproximación que se expone a continuación. Las fuerzas sísmicas deberán determinarse como las más desfavorables de las que corresponden a los siguientes estados característicos:

- a) al estado correspondiente al desplazamiento máximo, tal como viene dado por la expresión (7.10). Las fuerzas de amortiguamiento son entonces nulas;
- b) al estado correspondiente a la máxima velocidad y a un desplazamiento nulo para el que las máximas fuerzas de amortiguamiento deberán determinarse suponiendo que la velocidad máxima es igual a:

$$v_{\text{máx}} = 2\pi d_{\text{bd}} / T_{\text{eff}} \quad (7.21)$$

donde d_{bd} es el máximo desplazamiento del amortiguador que corresponde al valor de cálculo del desplazamiento d_{cd} del sistema de aislamiento;

- c) al estado correspondiente a la máxima fuerza de inercia ejercida sobre la superestructura, que deberá estimarse del modo siguiente:

$$F_{\text{máx}} = (f_1 + 2\xi_b f_2) S_e M_d \quad (7.22)$$

donde S_e se determina a partir de la tabla 7.1, con K_{eff} de acuerdo con la expresión (7.4), sin ninguna contribución de la rigidez proveniente de los amortiguadores, y

$$f_1 = \cos [\arctan (2\xi_b)] \quad (7.23a)$$

$$f_2 = \text{sen} [\arctan (2\xi_b)] \quad (7.23b)$$

donde ξ_b es la contribución de los amortiguadores al amortiguamiento eficaz ξ_{eff} de la expresión (7.5).

En este estado, el desplazamiento llega a $f_1 d_{\text{cd}}$ y la velocidad de los amortiguadores a $v = f_2 v_{\text{máx}}$.

(8) Para las situaciones no sísmicas debidas a las acciones de deformación impuesta (variación de temperatura, etc.) en sistemas de aislamiento formados por una combinación de amortiguadores viscosos fluidos y de apoyos elastoméricos, como en el caso del punto (7), sin elementos deslizantes, la fuerza horizontal de cálculo que actúa sobre los elementos de sustentación que soportan tanto los aparatos de apoyo como los amortiguadores deberá determinarse suponiendo que las reacciones de los amortiguadores son nulas.

7.7 Requisitos especiales para el sistema de aislamiento

7.7.1 Capacidad de recuperación lateral

(1) El sistema de aislamiento debe disponer de la capacidad de autorrecuperación lateral en las dos direcciones principales, a fin de evitar el incremento gradual acumulado de desplazamientos. Esta capacidad está disponible cuando el sistema cuenta con unos desplazamientos residuales pequeños respecto a su capacidad de desplazamiento, d_m .

(2) Se considera que se satisfacen los requisitos del punto (1) anterior en una dirección cuando el desplazamiento d_0 , definido a continuación, cumple la condición siguiente en la dirección considerada:

$$\frac{d_{cd}}{d_0} \geq \delta \quad (7.24)$$

Donde

d_{cd} es el valor de cálculo del desplazamiento del sistema de aislamiento en la dirección considerada, como se define en el apartado 7.2;

d_0 es el desplazamiento máximo residual para el que el sistema de aislamiento puede permanecer en equilibrio estático en la dirección considerada, usando las propiedades del sistema definidas en este punto y en el punto (5) siguiente. No se deberá, por tanto, considerar ninguna limitación debida a la capacidad de desplazamiento de los aisladores (capacidad ilimitada). Para un sistema con un comportamiento bilineal de acuerdo con el apartado 7.5.2.3.2 o sistemas que puede aproximarse a ellos, d_0 se obtiene como:

$$d_0 = F_0/K_p \quad (7.25)$$

Δ es un valor numérico.

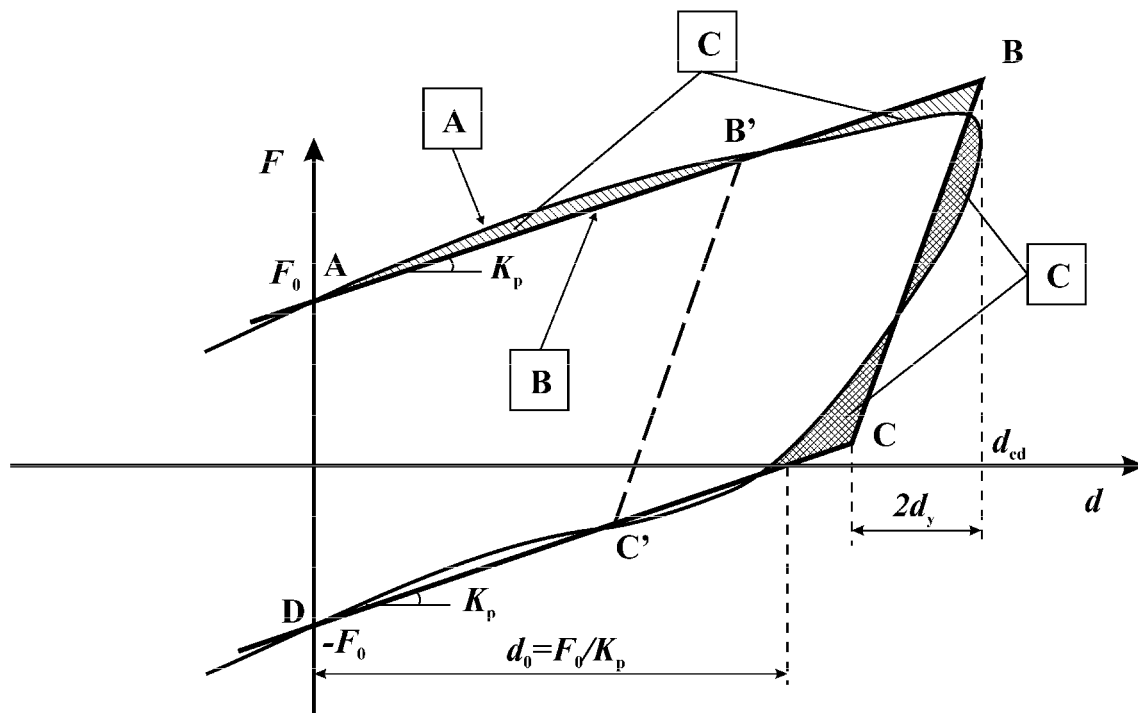
NOTA 1 EL valor asignado a la relación δ es $\delta = 0,50$ (véase también la figura 7.8 y la NOTA 2 al punto (4) del apartado 7.7.1).

NOTA 2 Para sistemas con un comportamiento histerético aproximadamente bilineal (véase la figura 7.6) las propiedades del sistema bilineal equivalente deberán determinarse del modo siguiente: el valor de la fuerza para desplazamiento nulo, F_0 y el valor estimado del desplazamiento de cálculo d_{cd} , se mantienen. Las líneas rectas para la rama AB de carga y la rama BC de descarga se definen como aproximadamente las ramas correspondientes del bucle real, manteniendo las áreas iguales.

NOTA 3 Para sistemas con un comportamiento histerético bilineal de acuerdo con el apartado 7.5.2.3.2 o sistemas que puedan aproximarse a ellos, el desplazamiento $d_0 = f_0/K_p$ depende de las propiedades del sistema de aislamiento considerado, independientemente de su capacidad de desplazamiento. Por tanto, en la figura 7.6 los sistemas con los bucles ABCD y AB'C'D tienen el mismo d_0 . El valor de d_0 es positivo cuando la rigidez post-elástica K_p es positiva, negativo cuando K_p es negativa e ∞ cuando K_p es cero. No se deberán usar sistemas con K_p negativa.

NOTA 4 Para sistemas con dispositivos deslizantes, con superficies de deslizamiento esféricas (véase el punto (2) del apartado 7.5.2.3.5), $d_0 = \mu_d R_b$.

NOTA 5 Para sistemas con un comportamiento histerético que no pueda aproximarse mediante una relación bilineal (véase la figura 7.7), el valor de d_0 puede definirse como la intersección de las ramas post-elásticas con el eje de los desplazamientos. El desplazamiento correspondiente al límite elástico, d_y , puede suponerse nulo para aumentar la fiabilidad.



Leyenda

F Fuerza

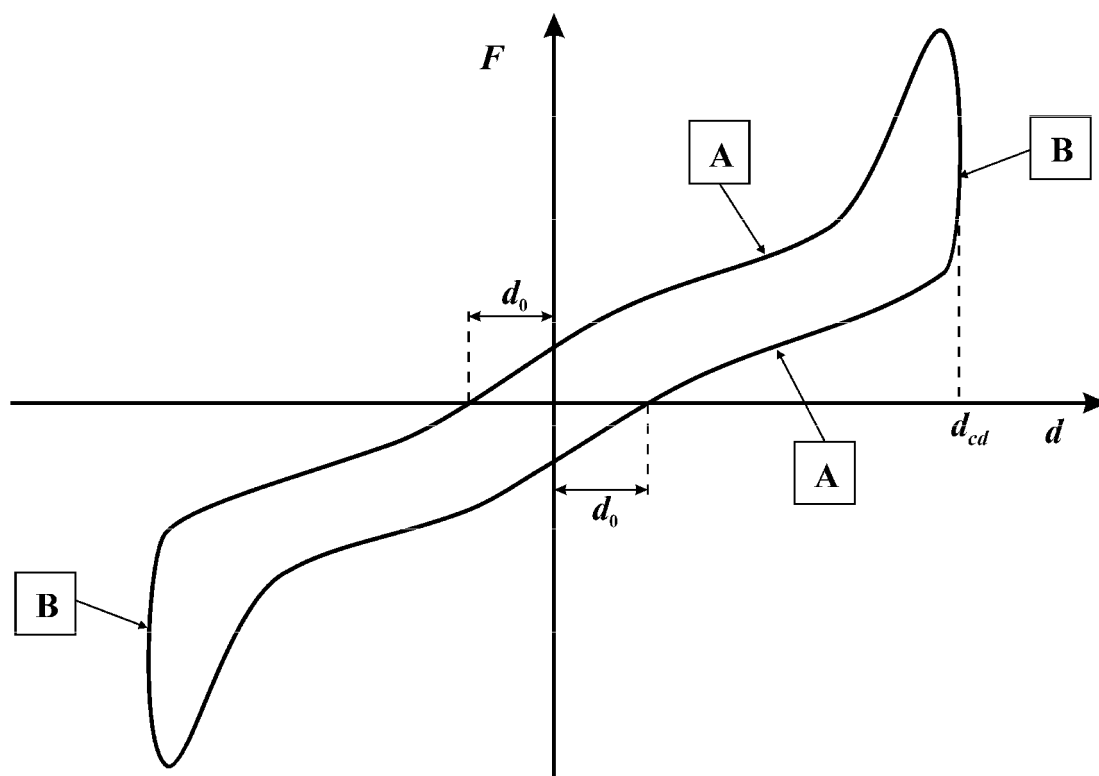
d Desplazamiento

[A] Relación fuerza-desplazamiento real

[B] Modelo de aproximación bilineal (ABCD)

[C] Áreas iguales

Figura 7.6 – Definición del modelo bilineal equivalente para evaluar la capacidad de recuperación



Leyenda

F Fuerza

d Desplazamiento

A Rama post-elástica

B Rama elástica

Figura 7.7 – Sistemas histéricos que no pueden aproximarse mediante el modelo bilineal

(3) Se puede considerar que los sistemas que no satisfagan la condición (7.24) en una dirección determinada cumplen el requisito (1) si tiene una capacidad de desplazamiento suficiente para asumir, con una fiabilidad adecuada, la acumulación de desplazamientos residuales en dicha dirección durante la vida útil de la estructura.

(4) La condición del punto (3) se considera cumplida cuando se satisfacen las condiciones siguientes en todos los aisladores:

$$d_{m,i} \geq d_{G,i} + \gamma_{du} d_{bi,d} \rho_d \quad (7.26a)$$

donde

$$\rho_d = 1 + 1,35 \frac{1 - (d_y / d_{cd})^{0,6}}{1 + 80(d_{cd} / d_0)^{1,5}} \quad (7.26b)$$

y se representa en la figura 7.8

y

$d_{m,i}$ es la capacidad de desplazamiento del aislador i en la dirección considerada, es decir el desplazamiento máximo que el aislador puede asumir en dicha dirección;

- $d_{bi,d}$ es el desplazamiento de cálculo del aislador i en la dirección considerada, conforme al punto (1) del apartado 7.6.2;
- $d_{G,i}$ es el desplazamiento inicial no sísmico del aislador i de acuerdo al punto (2) del apartado 7.6.2;
- d_y es el desplazamiento correspondiente al límite elástico del sistema bilineal equivalente, determinado conforme al punto (2) anterior. Para sistemas deslizantes, d_y puede suponerse nulo. Si existe incertidumbre sobre la magnitud de d_y , deberá suponerse nulo;
- γ_{du} es un coeficiente numérico que representa las incertidumbres en la estimación de los desplazamientos de cálculo.

NOTA 1 El valor asignado a γ_{du} es $\gamma_{du} = 1,20$.

NOTA 2 El segundo término de la expresión ρ_d para en (7.26b) refleja la acumulación de desplazamientos residuales bajo la secuencia de eventos del terremoto que se producen antes del sismo de cálculo. Para sistemas con $d_{cd}/d_0 \geq 0,50$, la acumulación de desplazamientos residuales es despreciable (véase la figura 7.8). Para sistemas con $d_{cd}/d_0 < 0,50$ el valor $d_{m,i}$ máximo deberá obtenerse bien de la expresión (7.26a) o de la expresión (7.19a), tomando el valor mayor.

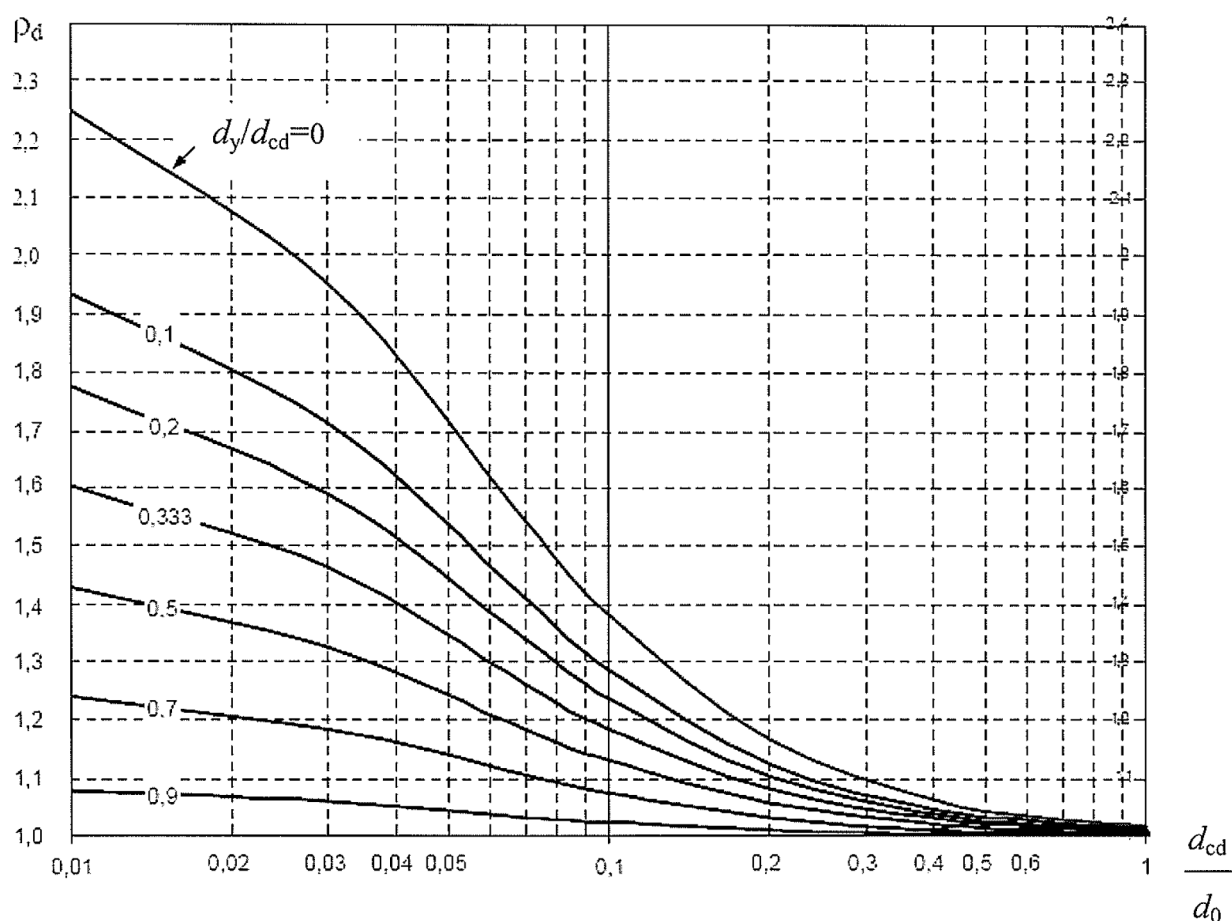


Figura 7.8 – Representación de ρ_d conforme a la expresión (7.26b)

(5) Se deberán usar para la estimación tanto de d_{cd} como de d_0 las mismas propiedades de los aisladores bajo condiciones dinámicas. Las condiciones de recuperación lateral (7.24) y (7.26) no consideran los efectos de la variación de la velocidad en las fuerzas de los aisladores.

7.7.2 Coacción lateral al nivel de la interfaz de aislamiento

(1) El sistema aislante debe proporcionar una coacción lateral suficiente al desplazamiento, al nivel de la interfaz de aislamiento, para satisfacer cualquiera de los requisitos pertinentes del resto de la reglamentación específica vigente (véase apartado 1.2), respecto a la limitación de desplazamientos/deformaciones bajo los criterios de comportamiento en servicio.

NOTA Este requisito es normalmente crítico para la acción de frenado en puentes de ferrocarril.

(2) Cuando para establecer limitaciones al desplazamiento entre el tablero y las subestructuras, correspondientes al estado de servicio, se coloquen triangulaciones (arriostramientos) fungibles (sistemas fusibles) en la localización de ciertos soportes en la configuración final del puente, su capacidad elástica no deberá superar el 40% de la fuerza sísmica de cálculo transmitida a través de la interfaz de aislamiento de la estructura aislada, en los mismos soportes y dirección. Si no se cumple este requisito, deberán satisfacerse en cambio los requisitos correspondientes al estado de servicio (a excepción de la fatiga) de la reglamentación aplicable en función del material (Anejo 21 , Anejo 29 o Anejo 32 del Código Estructural), para los elementos de la estructura del puente sometidos a la carga para la que se proyecta el arriostramiento coaccionante cuando se incrementa esta carga de forma que la reacción pertinente alcanza la capacidad elástica de dicho arriostramiento.

NOTA El capítulo 5 de la Norma UNE-EN 15129 proporciona especificaciones para los dispositivos de unión rígida que pueden utilizarse para dotar de coacción lateral a nivel de la interfaz de aislamiento.

(3) Cuando se utilicen unidades de transmisión de impactos con función de limitación de fuerzas (véase **6.6.3.3**) para establecer coacciones al desplazamiento en el estado de servicio, dichas unidades de transmisión de impactos deberán incluirse en el modelo, en las comprobaciones y en el método de ensayo del sistema de aislamiento.

7.7.3 Inspección y mantenimiento

(1) Todos los aisladores deben ser accesibles para su inspección y mantenimiento.

(2) Debe redactarse un programa de inspección y mantenimiento para el sistema aislante y para todos los componentes que atraviesen la interfaz de aislamiento.

(3) La reparación, la sustitución o la rehabilitación de cualquier aislador o componente que atraviese la interfaz de aislamiento debe realizarse bajo la dirección de la entidad responsable del mantenimiento del puente y debe recogerse con detalle en un informe adecuado.

Apéndice A

Probabilidades relacionadas con la acción sísmica de referencia – Recomendaciones para la selección de la acción sísmica de cálculo durante la fase de construcción

A.1 Acción sísmica de referencia

(1) La acción sísmica de referencia puede definirse mediante la elección de una probabilidad (p) aceptablemente baja de ser superada durante la vida útil de cálculo (t_L) de la estructura. En consecuencia, el periodo de retorno (T_R) del sismo viene dado por la expresión:

$$T_R = 1 / (1 - (1 - p)^{1/t_L}) \quad (A.1)$$

(2) La acción sísmica de referencia (correspondiente a $\gamma_I = 1,0$) refleja normalmente un terremoto con un periodo de retorno de referencia, T_{NCR} , de 475 años. Dicho terremoto tiene una probabilidad de excedencia entre 0,10 y 0,19 para un periodo de vida de cálculo comprendido entre 50 y 100 años, respectivamente. Este nivel de la acción de cálculo es aplicable a la mayoría de los puentes considerados como de importancia media.

A.2 Acción sísmica de cálculo para la fase de construcción

(1) Suponiendo que sea t_c la duración de la fase de construcción de un puente y p la probabilidad aceptable de excedencia del sismo de cálculo durante dicha fase, el periodo de retorno T_{Rc} viene dado por la expresión (A.1), poniendo t_c en lugar de t_L . Para los valores relativamente pequeños normalmente asociados con t_c ($t_c \leq 5$ años), la expresión (A.1) puede aproximarse mediante la siguiente relación más sencilla:

$$T_{Rc} \cong \frac{t_c}{p} \quad (A.2)$$

Se recomienda que el valor de p no supere 0,05.

(2) El valor de cálculo de la aceleración del suelo a_{gc} que corresponde a un periodo de retorno T_{Rc} depende de la sismicidad de la zona. En muchos casos, la siguiente relación ofrece una aproximación aceptable:

$$\frac{a_{gc}}{a_{g,R}} = \left(\frac{T_{Rc}}{T_{NCR}} \right)^k \quad (A.3)$$

donde

a_{gR} es la máxima aceleración a nivel del suelo de referencia, correspondiente al periodo de retorno T_{NCR} .

El valor del exponente k depende de la sismicidad de la zona. Normalmente pueden utilizarse valores comprendidos en el rango 0,30 - 0,40.

(3) Debería asegurarse la robustez de todas las estructuras parciales del puente durante las fases de construcción, independientemente de las acciones sísmicas de cálculo.

Apéndice B

Recomendaciones para la determinación de la relación entre los coeficientes de ductilidad en desplazamientos y ductilidad en curvaturas de las rótulas plásticas de las pilas de hormigón

(1) Suponiendo que:

- el desplazamiento horizontal en el centro de gravedad del tablero se debe solamente a la deformación de una pila en ménsula, perfectamente empotrada, de longitud L , que
- la masa de la pila es despreciable comparada con la del tablero, y que
- L_p es la longitud de la rótula plástica que se desarrolla en la base de la pila,

el coeficiente de ductilidad en términos de curvaturas requerido para la rótula, μ_Φ , correspondiente a un coeficiente de ductilidad en desplazamientos de la estructura μ_d , tal como se define en el apartado 2.3.5.2, es:

$$\mu_\Phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = 1 + \frac{\mu_d - 1}{3\lambda(1 - 0,5\lambda)} \quad (\text{B.1})$$

donde

$$\lambda = L_p / L$$

(2) En las secciones de hormigón armado (en las que el coeficiente de ductilidad en curvaturas se usa como una medida de la ductilidad de la rótula plástica), el valor del cociente λ está influenciado por efectos tales como la penetración de la deformación de la armadura traccionada en el elemento contiguo, la fisuración inclinada debida a la interacción flector-cortante, etc. Puede usarse el valor de L_p dado en el punto (5) del apartado E.3.2.

(3) Cuando una parte considerable del desplazamiento del tablero es debida a la deformación de otros elementos que permanecen elásticos después de la formación de la rótula plástica, el coeficiente de ductilidad en curvaturas requerido, $\mu_{\Phi d}$, viene dado por la expresión:

$$\mu_{\Phi d} = 1 + f(\mu_\Phi - 1) \quad (\text{B.2})$$

donde

$f = d_{\text{tot}} / d_p$ es el cociente entre el desplazamiento total del tablero, d_{tot} , y el desplazamiento d_p debido únicamente a la deformación de la pila; y

μ_Φ se calcula según la expresión (B.1).

NOTA Si entre el tablero y la pila, la acción sísmica se transmite a través de apoyos elastoméricos flexibles que inducen, por ejemplo, un valor de $f = 5$, y suponiendo que se precise de un cierto valor de μ_Φ , por ejemplo, $\mu_\Phi = 15$, el valor requerido de $\mu_{\Phi d}$ en caso de unión fija entre el tablero y la pila llegaría hasta 71, de acuerdo con la ecuación (B.2), lo cual es ciertamente inalcanzable. Consecuentemente, es evidente que la alta flexibilidad de los apoyos elastoméricos usados en la misma trayectoria de fuerzas que la pila rígida, impone un comportamiento global del sistema prácticamente elástico.

Apéndice C

Recomendaciones para la estimación de la rigidez eficaz de los elementos dúctiles de hormigón armado

C.1 Generalidades

(1) La rigidez eficaz de los elementos dúctiles de hormigón utilizada en el análisis sísmico lineal debería ser igual a la rigidez secante en el límite elástico teórico. A menos que se demuestre otra cosa mediante el cálculo, puede emplearse uno de los siguientes métodos aproximados para determinar la rigidez secante en el límite elástico teórico.

C.2 Método 1

(1) El momento de inercia efectivo, J_{eff} , de una pila de sección transversal constante puede estimarse del modo siguiente:

$$J_{\text{eff}} = 0,08 J_{\text{un}} + J_{\text{cr}} \quad (\text{C.1})$$

donde

J_{un} es el momento de inercia de la sección bruta de la pila no fisurada;

J_{cr} es el momento de inercia de la sección fisurada cuando la armadura de tracción se encuentra a la tensión del límite elástico. Dicho momento puede estimarse a partir de la expresión:

$$J_{\text{cr}} = M_y / (E_c \cdot \Phi_y) \quad (\text{C.2})$$

en la que M_y y Φ_y son, respectivamente, el momento correspondiente al límite elástico y la curvatura de la sección, y E_c es el módulo elástico del hormigón.

(2) Estas expresiones han sido obtenidas a partir de un análisis paramétrico sobre un modelo simplificado no lineal de una pila en ménsula con secciones transversales, bien huecas rectangulares, o bien circulares macizas y huecas.

C.3 Método 2

(1) La rigidez eficaz puede estimarse a partir del momento último de cálculo, M_{Rd} , y de la curvatura correspondiente al límite elástico, Φ_y , de la sección de la rótula plástica, del modo siguiente:

$$E_c J_{\text{eff}} = \nu M_{\text{Rd}} / \Phi_y \quad (\text{C.3})$$

donde

$\nu = 1,20$ es un coeficiente de corrección que refleja el efecto rigidizador de la parte no fisurada de la pila.

La curvatura Φ_y correspondiente al límite elástico puede determinarse del modo siguiente:

$$\Phi_y = (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{cy}) / d_s \quad (C.4)$$

donde

d_s es el canto útil de la sección respecto al centro de las armaduras de tracción;

ε_{sy} es la deformación correspondiente al límite elástico de la armadura;

ε_{cy} es la deformación en compresión del hormigón, correspondiente al inicio de la plastificación de las armaduras de tracción.

El valor de ε_{cy} puede estimarse mediante un análisis de la sección basado en ε_{sy} y en la fuerza real, N_{Ed} , que actúa en la situación sísmica de cálculo.

(2) La adopción de los siguientes valores para la curvatura en el límite elástico da en general una aproximación satisfactoria:

para secciones rectangulares: $\Phi_y = 2,1 \varepsilon_{sy} / d$ (C.5)

para secciones circulares: $\Phi_y = 2,4 \varepsilon_{sy} / d$ (C.6)

donde d es el canto útil de la sección.

(3) El análisis desarrollado a partir de un valor de $E_c J_{eff}$ basado en un valor supuesto de M_{Rd} sólo necesita corregirse si el valor finalmente requerido de la capacidad de flexión, $M_{Rd,req}$, es significativamente mayor que el valor supuesto de M_{Rd} . Si $M_{Rd,req} < M_{Rd}$, la corrección puede realizarse multiplicando los desplazamientos resultantes del primer análisis por el cociente $M_{Rd} / M_{Rd,req}$.

Apéndice D

Variabilidad espacial del movimiento sísmico: modelo y métodos de análisis recomendados

D.1 Descripción del modelo

(1) La variabilidad espacial puede describirse por medio de un vector de procesos aleatorios de media cero. Bajo la hipótesis de estacionariedad, este vector se define completamente mediante su matriz simétrica, de dimensión $n \times n$, de funciones de auto y de intercorrelación de la densidad espectral potencia:

$$G(\omega) = \begin{bmatrix} G_{11}(\omega) & G_{12}(\omega) & \dots & G_{1n}(\omega) \\ & G_{22}(\omega) & \dots & G_{2n}(\omega) \\ & & \dots & \dots \\ & & & G_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (D.1)$$

donde n es el número de soportes.

Es útil introducir la siguiente función adimensional de valores complejos, llamada *función de coherencia*:

$$\gamma_{ij}(\omega) = \frac{G_{ij}(\omega)}{\sqrt{G_{ii}(\omega) G_{jj}(\omega)}} \quad (D.2)$$

Su módulo está limitado por los valores 0 y 1,0, y proporciona una medida de la dependencia estadística lineal de dos procesos en los soportes i y j , cuya distancia es d_{ij} .

(2) La función de coherencia puede expresarse del siguiente modo:

$$\gamma_{ij}(\omega) = \gamma_{ij,1}(\omega) \cdot \gamma_{ij,2}(\omega) \cdot \gamma_{ij,3}(\omega) = \exp \left[- \left(\frac{\alpha \omega d_{ij}}{v_s} \right)^2 \right] \cdot \exp \left[i \frac{\omega d_{ij}^L}{v_{app}} \right] \cdot \exp \left[i \theta_{ij}(\omega) \right] \quad (D.3)$$

donde

v_s es la velocidad de la onda de corte transversal;

α es una constante;

v_{app} es la denominada velocidad aparente de las ondas;

d_{ij}^L es la distancia entre los soportes i y j , proyectada a lo largo de la dirección de propagación de las ondas; y

$\theta_{ij}(\omega)$ es un ángulo de fase dependiente de la frecuencia.

(3) Los factores $\gamma_{ij,1}(\omega)$, $\gamma_{ij,2}(\omega)$ and $\gamma_{ij,3}(\omega)$ tienen en cuenta, respectivamente, la pérdida de correlación debida a reflexiones / refracciones en el medio de propagación, la existencia de un límite finito de la velocidad de propagación de las ondas y de su ángulo de incidencia en la superficie, y las diferentes condiciones del suelo en los emplazamientos de los dos soportes. La diferencia entre las propiedades del suelo en los emplazamientos de los dos soportes se tiene en cuenta en el modelo considerando dos columnas de suelo, que representan los dos perfiles de suelo, excitadas en su base por un ruido blanco estacionario de intensidad G_0 . Las columnas de suelo se caracterizan, respectivamente, por las funciones de transferencia $H_i(\omega)$ y $H_j(\omega)$, capaces de proporcionar el contenido espectral y la intensidad deseada del movimiento en la superficie, en las localizaciones i y j .

$$G_{ii}(\omega) = G_0 \left| H_i(\omega) \right|^2 \quad (D.4)$$

(4) El espectro de densidad de potencia en el emplazamiento debe ser compatible con el espectro de respuesta elástica dado en el apartado **3.2.2.2** del Anejo 1.

Se demuestra también que:

$$\theta_{ij}(\omega) = \tan^{-1} \left\{ \frac{\text{Im} \left[H_i(\omega) H_j^*(-\omega) \right]}{\text{Re} \left[H_i(\omega) H_j^*(-\omega) \right]} \right\} \quad (D.5)$$

D.2 Generación de muestras

(1) A efectos de un análisis estructural, puede ser necesario generar muestras del vector de procesos aleatorios descrito en el apartado **D.1**. Para este objetivo, la matriz $\mathbf{G}(\omega)$ se descompone primeramente en el producto:

$$\mathbf{G}(\omega) = \mathbf{L}(\omega) \mathbf{L}^{*T}(\omega) \quad (D.6)$$

de la matriz $\mathbf{L}(\omega)$ por la transpuesta de su compleja conjugada. Si se emplea la descomposición de Cholesky, $\mathbf{L}(\omega)$ es una matriz triangular inferior.

Con ello, puede obtenerse una muestra del acelerograma en el soporte genérico i , a partir de la serie:

$$a_i(t) = 2 \sum_{j=1}^i \sum_{k=1}^N \left| L_{ij}(\omega_k) \right| \sqrt{\Delta\omega} \cos \left[\omega_k t - \theta_{ij}(\omega_k) + \phi_{jk} \right] \quad (D.7)$$

donde

N es el número total de frecuencias ω_k en el que se discretiza el ancho de banda significativo de

$$L_{ij}(\omega);$$

$\Delta\omega = \omega_{\text{máx.}}/N$, y los ángulos ϕ_{jk} son, para cada elemento j , un conjunto de N variables aleatorias independientes, uniformemente distribuidas entre 0 y 2π .

Las muestras generadas de acuerdo con la expresión (D.7) se caracterizan tanto por el contenido de frecuencias deseado, como por el grado de correlación asignado.

D.3 Métodos de análisis

D.3.1 Generalidades

(1) En base a los apartados **D.1** y **D.2**, las opciones descritas en los apartados **D.3.2** a **D.3.4** son útiles para determinar la respuesta estructural a movimientos del suelo con variabilidad espacial.

D.3.2 Análisis lineal de vibraciones aleatorias

- (1) Un análisis lineal de vibraciones aleatorias se lleva a cabo desarrollando usando un análisis modal de matrices de transferencia dependientes de la frecuencia con una excitación dada por la matriz $\mathbf{G}(\omega)$.
- (2) Se supone que los efectos elásticos de la acción equivalen a los valores medios obtenidos a partir de la distribución de probabilidades del mayor valor máximo de la respuesta, para la duración coherente con el terremoto considerado para la definición de a_g .
- (3) Los valores de cálculo se determinan dividiendo los efectos elásticos por el coeficiente de comportamiento q apropiado, y la conformidad con las reglas pertinentes de la parte normativa de esta norma garantiza una respuesta dúctil.

D.3.3 Análisis en el dominio del tiempo con muestras de movimientos correlados

- (1) Los análisis lineales en el dominio del tiempo pueden llevarse a cabo utilizando acelerogramas de muestra generados, como se indica en el apartado **D.2**, a partir de espectros de potencia compatibles con los espectros de respuesta elástica en los soportes.
- (2) El número de acelerogramas utilizado debería ser el adecuado para obtener estimadores estables de la media de las máximas respuestas de interés. Los efectos de las acciones elásticas se suponen equivalentes a los valores medios de las máximas respuestas anteriores. Los valores de cálculo se determinan dividiendo los efectos de las acciones elásticas por el coeficiente de comportamiento q apropiado, y la conformidad con las reglas pertinentes de la parte normativa de esta norma garantiza la respuesta dúctil.
- (3) El análisis no lineal en el dominio del tiempo puede llevarse a cabo utilizando acelerogramas de muestra generados, como se indica en el apartado **D.2**, a partir de espectros de potencia compatibles con los espectros de respuesta elástica en los soportes. El número de acelerogramas utilizado debería ser el adecuado para obtener estimadores estables de la media de las máximas respuestas de interés.
- (4) Los valores de cálculo de los efectos de la acción E_d se suponen equivalentes a los valores medios de los máximos anteriores. La comparación entre el esfuerzo de cálculo E_d y la resistencia R_d se lleva a cabo de acuerdo con lo especificado en el Anejo 1.

D.3.4 Espectro de respuesta para una excitación en varios soportes

D.3.4.1 Generalidades

(1) En la bibliografía técnica especializada pueden encontrarse soluciones para la respuesta elástica de una estructura sometida a una excitación en varios soportes. En lo que sigue se van a exponer tan sólo las líneas maestras de este análisis.

D.3.4.2 Respuesta lineal para una excitación en varios soportes

(1) Las ecuaciones del movimiento para un sistema lineal discretizado de n grados de libertad sometido a los movimientos de m soportes pueden escribirse como:

$$\begin{bmatrix} M & M_c \\ M_c^T & M_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{u} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C & C_c \\ C_c^T & C_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{u} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & K_c \\ K_c^T & K_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ F \end{bmatrix} \quad (D.8)$$

donde

x es el vector n – dimensional de todos los desplazamientos en los grados de libertad sin ligaduras;

u es el vector m – dimensional de los desplazamientos indicados de los soportes;

M, C y K son, respectivamente, las matrices $n \times n$ – dimensionales de masa, amortiguamiento y rigidez, asociadas a los grados de libertad sin coaccionar;

M_g, C_g y K_g son respectivamente, las matrices $m \times m$ – dimensionales de masa, amortiguamiento y rigidez, asociadas con los grados de libertad de los soportes;

M_c, C_c y K_c son las matrices acopladas, de dimensión $n \times m$; y

F es el vector m – dimensional de las fuerzas de reacción en los grados de libertad de los soportes.

(2) La respuesta total se descompone en:

$$\mathbf{x} = \mathbf{x}^s + \mathbf{x}^d \quad (D.9)$$

donde $\mathbf{x}^s$, llamada componente pseudoestática, es la solución de la expresión (D.8) sin los términos de inercia y de amortiguamiento, es decir:

$$\mathbf{x}^s = -\mathbf{K}^{-1} \mathbf{K}_c \mathbf{u} = \mathbf{R} \mathbf{u} \quad (D.10)$$

Sustituyendo las expresiones (D.9) y (D.10) en la expresión (D.8), se obtiene la ecuación diferencial para la componente dinámica, que resulta ser de la forma:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}}^d + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}}^d + \mathbf{K} \mathbf{x}^d = -(\mathbf{M} \mathbf{R} + \mathbf{M}_c) \ddot{\mathbf{u}} \quad (D.11)$$

después de eliminar el término $-(\mathbf{C}\mathbf{R} + \mathbf{C}_c)\dot{\mathbf{u}}$, comparativamente despreciable.

(3) Sean respectivamente, Φ , ω_i y ξ_i la matriz de formas modales, las frecuencias modales y los correspondientes índices de amortiguamiento de la estructura de base empotrada. Introduciendo $\mathbf{x}^d = \Phi \mathbf{y}$ en la expresión (D.11), se obtienen las ecuaciones modales desacopladas:

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \sum_{k=1}^m \beta_{ki} \ddot{u}_k(t) \quad i = 1, \dots, n \quad (\text{D.12})$$

donde el factor de participación modal tiene la forma:

$$\beta_{ki} = \frac{\boldsymbol{\phi}_i^T (\mathbf{M} \mathbf{r}_k + \mathbf{M}_c \mathbf{i}_k)}{\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i} \quad (\text{D.13})$$

en la que $\mathbf{r}_k$ es la k -ésima columna de la matriz $\mathbf{R}$, e $\mathbf{i}_k$ es la k -ésima columna de la matriz identidad $n \times n$.

(4) Es conveniente definir una respuesta modal normalizada $s_{ki}(t)$, que represente la respuesta de un oscilador de un único grado de libertad con la frecuencia e índice de amortiguamiento del i -ésimo modo, sometido a la aceleración $\ddot{u}_k(t)$ en la base:

$$\ddot{s}_{ki} + 2\xi_i \omega_i \dot{s}_{ki} + \omega_i^2 s_{ki} = \ddot{u}_k(t) \quad (\text{D.14})$$

Claramente se tiene:

$$y_i(t) = \sum_{k=1}^m \beta_{ki} s_{ki}(t) \quad (\text{D.15})$$

(5) Cualquier respuesta genérica de la variable de interés, $z(t)$ (desplazamiento de un nodo, fuerza interna, etc.), puede expresarse mediante una función lineal del desplazamiento nodal $\mathbf{x}(t)$:

$$z(t) = \mathbf{q}^T \mathbf{x}(t) = \mathbf{q}^T \left[\mathbf{x}^s(t) + \mathbf{x}^d(t) \right] \quad (\text{D.16})$$

Sustituyendo las expresiones obtenidas para $\mathbf{x}^s$ y $\mathbf{x}^d$, se llega a:

$$z(t) = \sum_{k=1}^m a_k u_k(t) + \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n b_{ki} s_{ki}(t) \quad (\text{D.17})$$

en la que:

$$a_k(t) = \mathbf{q}^T \mathbf{r}_k \quad b_{ki} = \mathbf{q}^T \boldsymbol{\phi}_i \beta_{ki} \quad (\text{D.18})$$

D.3.4.3 Respuesta espectral

(1) Usando la teoría de base de las vibraciones aleatorias junto con un modelo tal como el descrito en el apartado **D.1** para los movimientos de los soportes $\mathbf{u}(t)$, la desviación típica de la respuesta de la variable de interés, $z(t)$, puede determinarse directamente en términos de desviaciones típicas de los procesos de excitación $\mathbf{u}(t)$ y de las respuestas modales normalizadas $\mathbf{s}(t)$, así como que de la correlación entre los valores de entrada y salida.

(2) Más aún, teniendo en cuenta la relación entre las densidades espectrales de potencia de los procesos de excitación, $G_{\ddot{\mathbf{u}}\ddot{\mathbf{u}}}(\omega)$ ¹⁾, y las desviaciones típicas y correlaciones anteriores, así como las relaciones entre la densidad espectral de potencia del proceso de respuesta y el espectro de respuesta, se deduce la siguiente expresión para el valor medio de la máxima respuesta (es decir, el efecto de la acción elástica)²⁾:

$$\mu_{z_{\max}} = \sqrt{\sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m a_k a_l \rho_{u_k u_l} u_{k,\max} u_{l,\max} + \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{lj} \rho_{s_{ki} s_{lj}} D_k(\omega_i, \xi_i) D_l(\omega_j, \xi_j)} \quad (\text{D.19})$$

donde $u_{k,\max}$ y $u_{l,\max}$ son los desplazamientos máximos del suelo en la localización de los soportes k y l , compatibles con el respectivo espectro local de respuesta elástica, tal como se define en el apartado **3.2.2.4** del Anejo 1; $D_k(\omega_i, \xi_i)$ y $D_l(\omega_j, \xi_j)$ son los valores de los espectros de respuesta elástica en desplazamientos en los soportes k y l para las frecuencias e índices de amortiguamiento de los modos considerados, compatibles con el respectivo espectro de respuesta elástica local, tal como se define en el apartado **3.2.2.2** del Anejo 1.

(3) Los coeficientes de correlación, $\rho_{u_k u_l}$, entre los desplazamientos máximos del suelo, y $\rho_{s_{ki} s_{lj}}$ entre las respuestas modales normalizadas, vienen dados por:

$$\begin{aligned} \rho_{u_k u_l} &= \frac{1}{\sigma_{u_k} \sigma_{u_l}} \int_{-\infty}^{\infty} G_{u_k u_l}(\omega) d\omega \\ \rho_{s_{ki} s_{lj}} &= \frac{1}{\sigma_{s_{ki}} \sigma_{s_{lj}}} \int_{-\infty}^{\infty} H_i(\omega) H_j(-\omega) G_{\ddot{u}_k \ddot{u}_l}(\omega) d\omega \\ \sigma_{u_k}^2 &= \int_{-\infty}^{\infty} G_{u_k u_k}(\omega) d\omega \\ \sigma_{s_{ki}}^2 &= \int_{-\infty}^{\infty} |H_i(\omega)|^2 G_{\ddot{u}_k \ddot{u}_k}(\omega) d\omega \end{aligned} \quad (\text{D.20})$$

donde $G_{u_k u_l}(\omega)$ es el término kl de la matriz de las densidades espectrales de potencia de los procesos de desplazamiento del suelo, relacionado con el término correspondiente para los procesos

¹⁾ $G_{\ddot{\mathbf{u}}\ddot{\mathbf{u}}}(\omega)$ designa la matriz de las densidades espectrales de potencia del proceso de aceleración a nivel del suelo que, por simplicidad de notación, en el apartado **D.1** se designa sencillamente $\mathbf{G}(\omega)$.

²⁾ En la expresión (D.19) se ha omitido una contribución que tiene en cuenta la correlación entre los términos $\mathbf{u}$ y $\mathbf{s}$, es decir, $\rho_{u_k s_{lj}}$. Los análisis numéricos demuestran que esta contribución es insignificante y se puede despreciar.

$$G_{uu}(\omega) = \frac{1}{\omega^4} G_{uu}^{...}(\omega)$$

de aceleración mediante la relación ; $H_i(\omega)$ es la función de transferencia en frecuencias del desplazamiento modal normalizado, dada por:

$$H_i(\omega) = \frac{1}{\omega_1^2 - \omega^2 + i2\xi_1 \omega_1 \omega} \quad (D.21)$$

(4) A fin de evaluar las integrales de la expresión (D.20), las densidades espectrales de potencia deberían asociarse con los espectros de respuesta que representen la información supuestamente disponible para el usuario de este método. La siguiente expresión, puede utilizarse para relacionar la respuesta y el espectro de potencia en cualquier estación:

$$G_{uu}^{...}(\omega) = \omega^2 \left(\frac{2\xi\omega}{\pi} + \frac{4}{\pi\tau} \right) \left[\frac{D(\omega, \xi)}{2, 5} \right]^2 \quad \omega \geq 0 \quad (D.22)$$

donde τ es la duración de la parte estacionaria del movimiento del suelo, que se toma de forma coherente con el terremoto considerado para la definición de a_g .

(5) En la práctica, cuando las condiciones locales del suelo difieren de un soporte a otro, el efecto de esta diferencia tiende a predominar sobre los otros dos fenómenos que generan pérdidas de correlación. Los análisis numéricos muestran además que la consideración en la función de coherencia del tercer término $\gamma_{ij,3}(\omega)$, tiene poca influencia en los resultados por lo que, de forma aproximada, puede considerarse nula. En base a estas consideraciones y teniendo en cuenta el carácter aproximado del método del espectro de respuesta descrito, una simplificación significativa consiste en considerar una matriz diagonal $\mathbf{G}(\omega)$, es decir, en considerar la estructura sometida a un vector de procesos de movimientos del suelo independientes, caracterizado cada uno por su propia función de densidad espectral de potencia. En consecuencia, la expresión (D.19) se expresa simplificada por:

$$\mu_{z_{m\acute{a}x}} = \sqrt{\sum_{k=1}^m a_k^2 u_{k,m\acute{a}x}^2 + \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{kj} \rho_{s_{ki}s_{kj}} D_k(\omega_1, \xi_1) D_k(\omega_j, \xi_j)} \quad (D.23)$$

Apéndice E

Recomendaciones sobre las propiedades probables de los materiales y capacidades de deformación de las rótulas plásticas para los análisis no lineales

E.1 Generalidades

(1) Este apéndice ~~anexo~~ proporciona recomendaciones para la selección de las propiedades probables de los materiales y para la estimación de las capacidades de deformación de las rótulas plásticas. Ambos casos están dirigidos a su uso exclusivo en análisis no lineales, de acuerdo con los apartados 4.2.4 y 4.2.5.

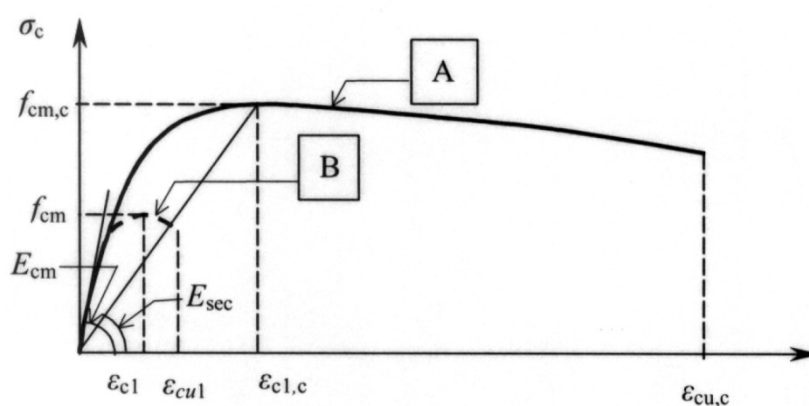
E.2 Propiedades probables de los materiales

E.2.1 Hormigón

(1) Deberían emplearse los valores medios f_{cm} y E_{cm} , de acuerdo con la tabla A19.3.1 del Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Para el hormigón sin confinar debería usarse la relación tensión-deformación para el análisis no lineal especificada en el punto (1) del apartado 3.1.5 del Anejo 19 del Código Estructural, con los valores de las deformaciones, ϵ_{c1} y ϵ_{cu1} , indicados en la tabla A19.3.1 de la misma norma.

(3) Para el hormigón confinado puede utilizarse el siguiente método como una alternativa al apartado 3.1.9 del Anejo 19 del Código Estructural (véase la figura E.1):



Leyenda

- A Hormigón confinado
- B Hormigón sin confinar

Figura E.1 – Relación tensión-deformación para hormigón confinado

NOTA Este modelo de propiedades para el hormigón confinado es compatible con los valores Φ_u y L_p dados en las expresiones (E.18) y (E.19), respectivamente.

(a) Tensión del hormigón σ_c :

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm,c}} = \frac{xr}{r - 1 + x^r} \quad (E.1)$$

donde

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (E.2)$$

$$r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}} \quad (E.3)$$

módulo secante para la carga última:

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (E.4)$$

carga última de rotura:

$$f_{cm,c} = f_{cm} \lambda_c \quad (E.5)$$

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}} - 1,254 \quad (E.6)$$

deformación para la carga última:

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad (E.7)$$

(b) Tensión de confinamiento efectiva σ_e :

σ_e es la tensión de confinamiento efectiva que actúa en las dos direcciones transversales, 2 y 3, ($\sigma_e = \sigma_{e2} = \sigma_{e3}$). Esta tensión puede estimarse del modo siguiente, en base a la cuantía de las armaduras de confinamiento ρ_w , de acuerdo con lo definido en los apartados **6.2.1.2** o **6.2.1.3** y a su límite elástico probable f_{ym} :

- Para cercos circulares o espirales:

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \rho_w f_{ym} \quad (E.8)$$

- Para cercos rectangulares u horquillas:

$$\sigma_e = \alpha \rho_w f_{ym} \quad (E.9)$$

donde α es el coeficiente de eficacia del confinamiento (véase el apartado 5.4.3.2.2 del Anejo 1).

Para las pilas de puente confinadas de acuerdo con las reglas de detalles constructivos del apartado 6.2.1 y con una dimensión mínima $b_{\min.} \cong 1,0$ m, puede adoptarse el valor $\alpha \cong 1,0$.

NOTA Si, en el caso de cercos ortogonales, los valores de ρ_w no son iguales en las dos direcciones transversales (ρ_{w2} ρ_{w3}), la carga efectiva de confinamiento puede estimarse como: $\sigma_e = \sqrt{\sigma_{e2} \sigma_{e3}}$.

- (c) Deformación última del hormigón ε_{cu} :

Esta deformación debería corresponder a la primera ruptura del cerco de confinamiento. A menos que se justifique otra cosa, puede suponerse del modo siguiente:

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_s f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad (E.10)$$

donde

$\rho_s = \rho_w$ para espirales circulares o cercos;

$\rho_s = 2 \rho_w$ para cercos ortogonales; y

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{um}$ es el valor medio de la elongación del acero de las armaduras para la carga máxima (véase el apartado 3.2.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural).

E.2.2 Acero de las armaduras pasivas

(1) En ausencia de información pertinente sobre el acero específico para el proyecto, pueden usarse los siguientes valores:

$$\frac{f_{ym}}{f_{yk}} = 1,15 \quad (E.11)$$

$$\frac{f_{tm}}{f_{tk}} = 1,20 \quad (E.12)$$

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{uk} \quad (E.13)$$

E.2.3 Acero estructural

(1) En ausencia de información pertinente sobre el acero específico para el proyecto, pueden usarse los siguientes valores:

$$\frac{f_{ym}}{f_{yn}} = 1,25 \quad (\text{E.14})$$

$$\frac{f_{um}}{f_{un}} = 1,30 \quad (\text{E.15})$$

donde f_{yn} y f_{un} son, respectivamente, los valores nominales del límite elástico y de la carga última de rotura a tracción.

E.3 Capacidad de rotación de las rótulas plásticas

E.3.1 Generalidades

(1) En general, la capacidad de rotación de las rótulas plásticas, $\theta_{p,u}$ (véase el requisito **c** del punto **(2)** del apartado **4.2.4.4**), debería evaluarse en base a ensayos de laboratorio que satisfagan las condiciones del punto **(3)** del apartado **2.3.5.2**, y que se hayan realizado sobre componentes similares. Esto se aplica para las capacidades de deformación de los elementos a tracción o de los mecanismos plásticos a esfuerzo cortante usados en las triangulaciones descentradas de acero estructural.

(2) La similitud mencionada anteriormente se refiere a los siguientes aspectos de las piezas o componentes, cuando corresponda:

- geometría del elemento;
- tasa de carga;
- relaciones entre los efectos originados por las acciones (momento flector, esfuerzo axil, esfuerzo cortante);
- configuración de las armaduras (armaduras longitudinales y transversales, incluyendo las de confinamiento), para las piezas de hormigón armado;
- condiciones de pandeo local y/o por cortante de las piezas de acero.

(3) En ausencia de una justificación específica basada en datos reales, el coeficiente de reducción $\gamma_{R,p}$ de la expresión (4.21) puede suponerse como $\gamma_{R,p} = 1,40$.

E.3.2 Hormigón armado

(1) En ausencia de resultados apropiados de ensayos de laboratorio, como los mencionados en el apartado **E.3.1**, la capacidad de rotación plástica $\theta_{p,u}$ y la rotación total de la cuerda θ_u de las rótulas

plásticas (véase la figura 2.4) puede estimarse del modo siguiente, en base a la curvatura última Φ_u y a la longitud de la rótula plástica L_p (véase la figura E.2):

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{p,u} \quad (E.16a)$$

$$\theta_{p,u} = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \quad (E.16b)$$

donde

L es la distancia entre la sección del extremo de la rótula plástica y el punto de momento nulo en la pila;

Φ_y es la curvatura correspondiente al límite elástico.

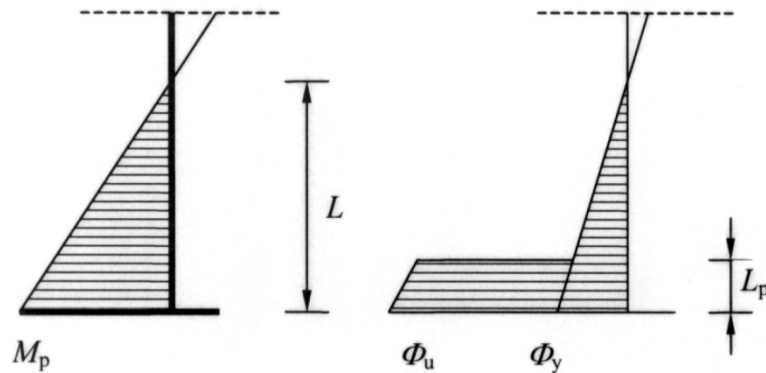


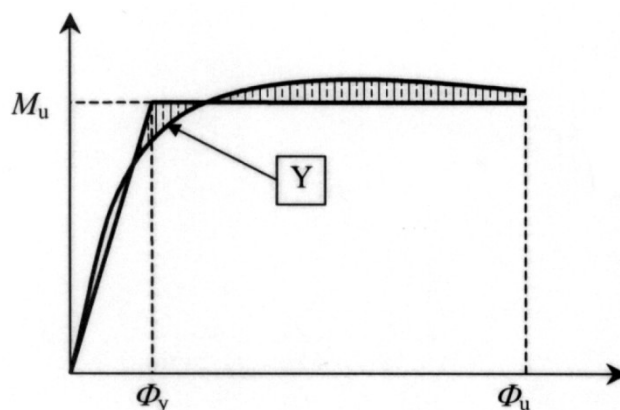
Figura E.2 - Φ_y y Φ_u

Para una variación lineal del momento flector, la rotación correspondiente al límite de elasticidad, θ_y , puede tomarse como:

$$\theta_y = \frac{\Phi_y L}{3} \quad (E.17)$$

(2) Tanto Φ_y como Φ_u deberían determinarse por medio de un análisis a momento-curvatura de la sección, bajo la carga axial correspondiente a la combinación sísmica de cálculo (véase también el punto (4)). Cuando $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu,1}$ sólo debería tenerse en cuenta la sección del núcleo confinado de hormigón.

(3) Φ_y debería evaluarse idealizando el diagrama M- Φ real mediante un diagrama bilineal de igual área a partir del punto en que se sobrepasa la primera plastificación de la armadura, tal como se muestra en la figura E.3.



Leyenda

Y Plastificación de la primera armadura

Figura E.3 – Definición de Φ_y

(4) La curvatura última Φ_u en la localización de la rótula plástica del elemento debería tomarse como:

$$\Phi_u = \frac{\epsilon_s - \epsilon_c}{d} \quad (\text{E.18})$$

donde

d es el canto efectivo de la sección;

ϵ_s y ϵ_c son, respectivamente, las deformaciones de la armadura y del hormigón (deformaciones de compresión, negativas), que se derivan de la condición de que una de ellas, o ambas, hayan alcanzado los valores últimos siguientes:

- $\epsilon_{cu,l}$ para la deformación a compresión del hormigón sin confinar (véase la tabla A19.3.1 del Anejo 19 del Código Estructural);
- $\epsilon_{cu,c}$ para la deformación a compresión del hormigón confinado (véase el punto **(3)**(c) del apartado **E.2.1** o el punto **(2)** del apartado **3.1.9** del Anejo 19 del Código Estructural);
- ϵ_{su} para la deformación a tracción de la armadura (véase el punto **(3)**(c) del apartado **E.2.1**).

(5) Para el caso de una rótula plástica que se forme en las uniones de la coronación o de la parte inferior de una pila con el tablero o con la cimentación (zapata o encepado), con una armadura longitudinal de límite elástico característico f_{yk} (en MPa) y diámetro de armadura d_{bL} , la longitud L_p de la rótula plástica puede suponerse como:

$$L_p = 0,10 L + 0,015 f_{yk} d_{bL} \quad (\text{E.19})$$

donde L es la distancia entre las secciones de la rótula plástica y de momento nulo, bajo el efecto de la acción sísmica.

(6) La estimación de la capacidad de rotación plástica anterior es válida para las pilas con índice de cortante:

$$\alpha_s = \frac{L}{d} \geq 3,0 \quad (\text{E.20})$$

Para valores $1,0 \leq \alpha_s \leq 3,0$, la capacidad de rotación plástica debería multiplicarse por el coeficiente reductor:

$$\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}} \quad (\text{E.21})$$

Apéndice F

Recomendaciones para determinar la masa añadida de agua arrastrada para las pilas sumergidas

(1) A menos que se justifique otra cosa mediante el cálculo, la masa efectiva total en dirección horizontal de una pila sumergida debería considerarse igual a la suma de:

- la masa real de la pila (sin incremento por el efecto hidrostático);
- la masa de agua eventualmente contenida en el interior de la pila (para pilas huecas);
- la masa de agua añadida m_a del agua exterior arrastrada por unidad de longitud de la pila sumergida.

(2) Para pilas de sección transversal circular de radio R , m_a puede estimarse como:

$$m_a = \rho \pi R^2 \quad (\text{F.1})$$

donde ρ es la densidad del agua.

(3) Para pilas de sección elíptica (véase la figura F.1), de ejes $2a_x$ y $2a_y$, sometidas a una acción sísmica horizontal que forma un ángulo θ con el eje x de la sección, m_a puede estimarse como:

$$m_a = \rho \pi (a_y^2 \cos^2 \theta + a_x^2 \sin^2 \theta) \quad (\text{F.2})$$

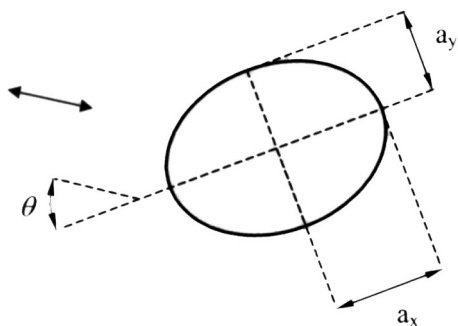


Figura F.1 – Definición de las dimensiones de una sección de pila elíptica

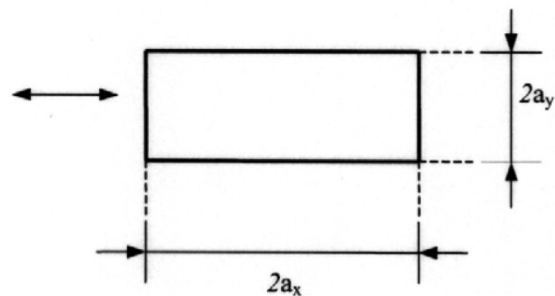


Figura F.2 – Definición de las dimensiones de una sección de pila rectangular

(4) Para pilas de sección rectangular de dimensiones $2a_x$ y $2a_y$ y para una acción sísmica en la dirección x (véase la figura F.2), m_a puede estimarse como:

$$m_a = k\rho\pi a_y^2 \quad (\text{F.3})$$

donde el valor de k se toma de la tabla F.1 (se permite la interpolación lineal).

Tabla F.1 - Dependencia del coeficiente de masa añadida para pilas rectangulares con una relación de aspecto de la sección transversal

a_y/a_x	k
0,1	2,23
0,2	1,98
0,5	1,70
1,0	1,51
2,0	1,36
5,0	1,21
10,0	1,14
∞	1,00

Apéndice G

Cálculo de los esfuerzos del dimensionamiento por capacidad

G.1 Procedimiento general

(1) En general, el siguiente procedimiento debe aplicarse, de forma separada, para cada una de las dos componentes horizontales de la acción sísmica de cálculo con los signos + o -:

(2) Paso 1:

Se determina el valor de cálculo del momento resistente último, $M_{Rd,h}$, de las secciones de las rótulas plásticas previstas que corresponden a la dirección horizontal seleccionada para la acción sísmica (A_E) con el signo considerado (+ o -). Las resistencias deben basarse en las dimensiones reales de las secciones transversales y en la cuantía final de las armaduras longitudinales. El cálculo debe considerar la interacción con el esfuerzo axial y, eventualmente, con el momento flector en la dirección ortogonal, obtenidos ambos del análisis para la combinación correspondiente a situación sísmica de cálculo dada en la expresión (5.4) del apartado 5.5.

(3) Paso 2:

Se determina la variación, ΔA_c , de los efectos de las acciones del mecanismo plástico correspondiente al incremento de momentos de las rótulas plásticas, (ΔM_h), desde (a): los valores debidos a las acciones permanentes (M_{Gh}), hasta (b): los momentos de sobrerresistencia de las secciones:

$$\Delta M_h = \gamma_o M_{Rd,h} - M_{Gh} \quad (G.1)$$

donde γ_o es el coeficiente de sobrerresistencia (reserva de resistencia) especificado en el apartado 5.3.

(4) Los efectos ΔA_c pueden estimarse, en general, a partir de las condiciones de equilibrio, en tanto que son aceptables aproximaciones razonables relativas a la compatibilidad de las deformaciones.

(5) Paso 3:

Finalmente, los esfuerzos del dimensionamiento por capacidad, A_c , deben obtenerse superponiendo la variación ΔA_c a los esfuerzos debidos a las acciones permanentes A_G :

$$A_c = A_G + \Delta A_c \quad (G.2)$$

G.2 Simplificaciones

(1) Se permiten simplificaciones del procedimiento general especificado en el apartado **G.1**, en tanto que se satisfaga el punto **(4)** del apartado **G.1**.

(2) Cuando en la localización de la rótula plástica, el momento flector debido a las acciones permanentes sea despreciable en comparación con el momento de sobrerresistencia de la sección ($M_{G,h} \ll \gamma_o M_{Rd,h}$), el paso 2 del punto **(3)** del apartado **G.1** puede reemplazarse por una estimación directa de

los esfuerzos ΔA_c a partir de los esfuerzos A_E de la acción sísmica de cálculo. Usualmente, este es el caso en la dirección transversal de las pilas, o en ambas direcciones cuando las pilas están articuladas al tablero. En tales casos, el esfuerzo cortante de dimensionamiento por capacidad de la pila “i” puede estimarse del modo siguiente:

$$V_{c,i} = \Delta V_i = \frac{\gamma_o M_{Rd,h,i}}{M_{E,i}} V_{E,i} \quad (G.3)$$

y los efectos del dimensionamiento por capacidad en el tablero y en los estribos pueden estimarse a partir de la relación:

$$\Delta A_c \cong \frac{\sum V_{c,i}}{\sum V_{E,i}} A_E \quad (G.4)$$

Apéndice H

Recomendaciones para el análisis estático no lineal (análisis por empujes incrementales, pushover)

H.1 Direcciones de análisis, puntos de referencia y desplazamientos máximos

(1) El análisis estático no lineal especificado en el apartado 4.2.5 debería llevarse a cabo en las dos direcciones horizontales siguientes:

- la dirección longitudinal x , definida por los centros de las dos secciones extremas del tablero;
- la dirección transversal y , que debería suponerse ortogonal a la dirección longitudinal.

(2) El punto de referencia debería ser el centro de gravedad del tablero deformado.

(3) En cada una de las dos direcciones horizontales, x e y , definidas en el punto (1) anterior, debería llevarse a cabo un análisis estático no lineal de acuerdo con lo especificado en el apartado 4.2.5, hasta que se alcancen los siguientes desplazamientos máximos del punto de referencia:

- en la dirección x (longitudinal):

$$d_{T,x} = d_{E,x} \quad (H.1)$$

- en la dirección y (transversal):

$$d_{T,y} = d_{E,y} \quad (H.2)$$

donde

$d_{E,x}$ es el desplazamiento en la dirección x en el centro de gravedad del tablero deformado, resultante de un análisis espectral multimodal lineal equivalente (de acuerdo con lo especificado en 4.2.1.3), suponiendo $q = 1,0$, debido a E_x “+” $0,3 E_y$. El análisis espectral debería llevarse a cabo considerando la rigidez eficaz de los elementos dúctiles, tal como se especifica en el apartado 2.3.6.1.

$d_{E,y}$ es el desplazamiento en la dirección y en el mismo punto, calculado de forma similar a la indicada anteriormente para $d_{E,x}$.

H.2 Distribución de cargas

(1) Los incrementos de carga horizontales, ΔF_{ij} , que se supone actúan sobre las masas concentradas M_i en la dirección estudiada en cada escalón de carga j , deberían tomarse iguales a:

$$\Delta F_{ij} = \Delta \alpha_j g M_i \zeta_i \quad (H.3)$$

donde

$\Delta \alpha_j$ es el incremento de fuerza horizontal, normalizado al peso gM_i aplicado en el paso j ; y

ζ_i es el factor de forma que define la distribución de cargas a lo largo de la estructura.

(2) A menos que se utilice una aproximación mejor, deberían estudiarse las dos distribuciones siguientes:

a) *distribución constante a lo largo del tablero*, donde

para el tablero:

$$\zeta_i = 1 \quad (\text{H.4})$$

y para las pilas conectadas al tablero:

$$\zeta_i = \frac{Z_i}{Z_P} \quad (\text{H.5})$$

donde

Z_i es la altura del punto i sobre la cimentación de cada pila, y

Z_P es la altura total de la pila P (distancia entre el terreno y el eje del tablero).

b) *distribución proporcional a la deformada del primer modo*, donde

ζ_i es proporcional a la componente, en la dirección horizontal considerada, del desplazamiento modal del primer modo en el punto i , en la misma dirección. El modo que tenga el mayor factor de participación en la dirección considerada debería tomarse como el primer modo en dicha dirección. En el caso de pilas, especialmente, puede considerarse como alternativa la siguiente aproximación:

$$\zeta_i = \zeta_{TP} \frac{Z_i}{Z_P} \quad (\text{H.6})$$

donde ζ_{TP} es el valor de ζ correspondiente al nudo que conecta el tablero con la pila P .

H.3 Demandas de deformación

(1) En cada rótula plástica deberían comprobarse las demandas de deformación utilizando la expresión (4.20), donde θ_{Ed} representa la máxima demanda de rotación cuando se alcanza el desplazamiento máximo (véase el requisito c) del punto (2) del apartado 4.2.4.4).

(2) En cada dirección, la deformación total correspondiente al primer escalón de carga cuando los dos términos de la expresión (4.20) llegan a ser iguales para cualquier rótula plástica, define el estado de deformación última de cálculo del puente. Si, en este estado, el desplazamiento del punto de referencia es menor que el desplazamiento máximo en la dirección pertinente, el diseño se considera insatisfactorio y, por tanto, debería modificarse.

NOTA 1 El incremento de la armadura longitudinal de las secciones críticas de rótulas plásticas, dentro de los límites que permita la construcción, conduce primeramente a un consecuente incremento de la rigidez eficaz de los elementos dúctiles (de acuerdo con el apartado **2.3.6.1**) y, por tanto, a una reducción del desplazamiento máximo de acuerdo con el punto **(3)** del apartado **H.1** por un lado, y de las demandas en deformación θ_{Ed} del punto **(1)** del apartado **H.3**, por otro. En general, el incremento de las dimensiones de las secciones de los elementos dúctiles conduce a una reducción de las demandas de deformación, así como a un incremento de las capacidades de deformación de los elementos.

NOTA 2 Un procedimiento de cálculo de los elementos dúctiles que siga estos criterios implica solamente comprobaciones de la deformación/desplazamiento (ninguna comprobación de la resistencia). Sin embargo, las comprobaciones de fallos no dúctiles (a esfuerzo cortante) de tanto los elementos dúctiles como de los no dúctiles, se llevan a cabo mediante comprobaciones de resistencia, de acuerdo con el requisito **(e)** del punto **(2)** del apartado **4.2.4.4**.

(3) En la dirección longitudinal de un puente esencialmente recto, los desplazamientos de todas las cabezas de las pilas unidas al tablero son prácticamente iguales al desplazamiento del punto de referencia. En este caso, las demandas de deformación de las rótulas plásticas pueden evaluarse directamente a partir del desplazamiento máximo.

H.4 Comprobación del tablero

(1) Debería comprobarse que, de acuerdo con los puntos **(2)** y **(3)** del apartado **5.6.3.6**, no se produce ninguna plastificación significativa en el tablero antes de que se alcance el desplazamiento máximo (véase el requisito **(d)** del punto **(2)** del apartado **4.2.4.4**).

(2) Debería evitarse el levantamiento en todos los aparatos de apoyo situados en un mismo soporte, antes de que se alcance el desplazamiento objetivo. Se acepta el levantamiento de aparatos de apoyo aislados del mismo soporte antes de que se alcance el desplazamiento límite, si no tiene ningún efecto pernicioso sobre los aparatos de apoyo.

H.5 Comprobación de los modos de fallo no dúctiles y del terreno de cimentación

(1) De acuerdo con el requisito **(e)** del punto **(2)** del apartado **4.2.4.4**, todos los elementos deberían comprobarse contra los modos de fallo no dúctiles (a cortante), considerando como acciones de cálculo la distribución de las fuerzas correspondientes al desplazamiento máximo. Lo mismo se aplica para las comprobaciones del terreno de cimentación.

Apéndice J

Variaciones de las propiedades de cálculo de los aisladores

J.1 Factores que dan lugar a cambios o variaciones en las propiedades de cálculo

(1) La determinación de las propiedades de cálculo en términos de los límites superior e inferior (UBDP y LBDP), necesarias para el cálculo de los sistemas de aislamiento de acuerdo con el apartado 7.5.2.4, deberá establecerse mediante la evaluación de la influencia sobre cada propiedad de los siguientes factores:

- f_1 : envejecimiento (incluyendo la corrosión);
- f_2 : temperatura (temperatura de cálculo mínima del aislador, $T_{\min.,b}$);
- f_3 : contaminación;
- f_4 : recorrido acumulativo (desgaste).

En general, las propiedades de cálculo de la respuesta cíclica afectadas por los factores anteriores son las siguientes (véanse las figuras 7.1 y 7.3):

- la rigidez post-elástica K_p ,
- la fuerza correspondiente al desplazamiento nulo, F_0 .

(2) La temperatura mínima del aislador para la situación sísmica de cálculo, $T_{\min.,b}$, deberá corresponder a las condiciones climáticas del emplazamiento del puente.

El método para determinar el valor de la temperatura mínima del aislador, en la situación sísmica de cálculo, es el siguiente:

$$T_{\min.,b} = T_{av} - \psi_2 (T_{av} - T_{\min.}) + \Delta T_1$$

donde

$T_{\min}$	es el valor mínimo de la temperatura a la sombra en el lugar donde está ubicado el puente con una probabilidad de excedencia negativa de 0,02.
T_{av}	es la temperatura media en el lugar donde está ubicado el puente y se puede sustituir por la media entre la temperatura máxima y la mínima.
$\psi_2 = 0,50$	es el coeficiente de combinación para la acción térmica en la situación sísmica de cálculo.
$\Delta T_1 = T_{e,\min.} - T_{\min.}$	es la diferencia entre la mínima componente uniforme de temperatura en un puente, $T_{e,\min.}$, y la temperatura mínima del aire a la sombra (con una probabilidad anual de ser excedida de 0,02) $T_{\min.}$

J.2 Evaluación de la variación

(1) En general, el efecto sobre cada propiedad de cálculo de cada uno de los factores f_i ($i = 1$ a 4) enumerados en el apartado J.1, deberá evaluarse mediante la comparación de: (a) los valores máximos y mínimos ($máx.DP_{fi}$ y $mín.DP_{fi}$) de la propiedad de cálculo, resultantes de la influencia del factor f_i , con (b), respectivamente, los valores nominales máximo y mínimo de la misma propiedad ($máx.DP_{nom}$ y $mín.DP_{nom}$), obtenidos de su medición mediante ensayos de prototipo. Deberán establecerse los índices siguientes para evaluar la influencia de cada factor f_i sobre la propiedad de cálculo investigada:

$$\lambda_{máx,fi} = \frac{máx.DP_{fi}}{máx.DP_{nom}} \quad (J.2)$$

$$\lambda_{mín,fi} = \frac{mín.DP_{fi}}{mín.DP_{nom}} \quad (J.3)$$

NOTA 1 El apéndice K proporciona recomendaciones sobre los ensayos de prototipo (o de tipo) para los casos en que la Norma UNE-EN 15129 (dispositivos antisísmicos) no incluya requisitos detallados para dichos ensayos.

NOTA 2 Los valores de los coeficientes λ recomendados para los aisladores usados normalmente (es decir, para los apoyos elastoméricos especiales, los apoyos de caucho con núcleo de plomo, los aisladores deslizantes y los amortiguadores viscosos hidráulicos), se dan en el apéndice JJ.

(2) La propiedad de cálculo límite superior (UBDP) efectiva utilizada en el dimensionamiento deberá estimarse del modo siguiente:

$$UBDP = máx.DP_{nom} \cdot \lambda_{U,f1} \cdot \lambda_{U,f2} \dots \lambda_{U,f5} \quad (J.4)$$

con los coeficientes de modificación:

$$\lambda_{U,fi} = 1 + (\lambda_{máx,fi} - 1) \psi_{fi} \quad (J.5)$$

donde los coeficientes de combinación ψ_{fi} tienen en cuenta la pequeña probabilidad de la ocurrencia simultánea de los máximos efectos adversos de todos los factores, y cuyos valores deberán considerarse de acuerdo con la tabla J.2:

Tabla J.2 - Coeficientes de combinación ψ_{fi}

Clase de importancia	ψ_{fi}
III	0,90
II	0,70
I	0,60

(3) En general, deberá usarse un formato similar al de las expresiones (J.4) y (J.5), junto con $\lambda_{\min, \tilde{f}_i}$, para la propiedad de cálculo límite inferior (LBDP) efectiva (y correspondientes coeficientes de modificación $\lambda_{L, \tilde{f}_i}$). Sin embargo, para los apoyos elastoméricos y de rozamiento normalmente usados, puede suponerse en general que:

$$\lambda_{\min, \tilde{f}_i} = 1 \quad (\text{J.6})$$

y por tanto:

$$\text{LBDP} = \text{mín.} DP_{\text{nom}} \quad (\text{J.7})$$

(4) Para amortiguadores hidráulicos y en ausencia de ensayos específicos, puede suponerse que:

$$\text{UBDP} = \text{máx.} DP_{\text{nom}}$$

$$\text{LBDP} = \text{mín.} DP_{\text{nom}}$$

Apéndice JJ

Coefficientes λ recomendados para los tipos corrientes de aisladores

JJ.1 Valores de $\lambda_{\max}$ para apoyos elastoméricos

(1) A menos que se justifiquen otros valores diferentes mediante los ensayos apropiados, los valores de $\lambda_{\max}$ especificados en las siguientes tablas JJ.1 a JJ.4 pueden usarse para la estimación de las propiedades de cálculo límite superiores (UBDP).

Tabla JJ.1 - f_1 - Envejecimiento

Componente	$\lambda_{\max, f1}$ para	
	K_p	F_o
LDRB	1,1	1,1
HDRB1	1,2	1,2
HDRB2	1,3	1,3
Núcleo de plomo	-	1,0

Con la siguiente denominación para las componentes de caucho:

LDRB: Apoyo de caucho de bajo amortiguamiento con módulo de corte mayor de 0,5 MPa para la deformación a esfuerzo cortante del 100%;

HDRB1: Apoyo de caucho de alto amortiguamiento con $\xi_{\text{eff}} \leq 0,15$ y módulo de corte, para la deformación a esfuerzo cortante del 100%, mayor de 0,5 MPa;

HDRB2: Apoyo de caucho de alto amortiguamiento con $\xi_{\text{eff}} > 0,15$ o módulo de corte, para la deformación a esfuerzo cortante del 100%, menor o igual de 0,5 MPa;

Núcleo de plomo: Núcleo de plomo para apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB).

Tabla JJ.2 - f_2 - Temperatura

Temperatura de cálculo $T_{\min, b}$ (°C)	$\lambda_{\max, f2}$ para					
	K_p			F_o		
	LDRB	HDRB1	HDRB2	LDRB	HDRB1	HDRB2
20	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0	1,1	1,1	1,2	1,3	1,3	1,3
- 10	1,1	1,2	1,4	1,4	1,4	1,4
- 30	1,3	1,4	2,0	1,5	2,0	2,5

$T_{\min, b}$ es la temperatura mínima del aislador para la situación sísmica de cálculo que corresponde al emplazamiento del puente (véase el punto (2) del capítulo J.1).

Tabla JJ.3 - f_3 - Contaminación

$\lambda_{\text{máx},f3} = 1,0$

Tabla JJ.4 - f_4 - Recorrido acumulativo

Caucho	$\lambda_{\text{máx},f4} = 1,0$
Núcleo de plomo	A establecer mediante ensayo

JJ.2 Valores de $\lambda_{\text{máx}}$ para aisladores deslizantes

(1) A menos que se justifiquen unos valores diferentes mediante los resultados de ensayos apropiados, pueden usarse los valores de $\lambda_{\text{máx}}$ especificados en las tablas, JJ.5 a JJ.8 siguientes, para la estimación de la máxima fuerza para desplazamiento nulo, F_0 , correspondiente a la propiedad de cálculo límite superior (UBDP). Los valores dados para los elementos de politetrafluoreteno (PTFE) sin lubricar pueden considerarse aplicables también para los aparatos de apoyo de péndulo con rozamiento.

Tabla JJ.5 - f_1 - Envejecimiento

Componente	$\lambda_{\text{máx},f}$					
	PTFE Sin lubricar		PTFE lubricado		Interfaces bimetálicas	
Ambiente	Sellado	Sin sellar	Sellado	Sin sellar	Sellado	Sin sellar
Normal	1,1	1,2	1,3	1,4	2,0	2,2
Severo	1,2	1,5	1,4	1,8	2,2	2,5

Los valores de la tabla JJ.5 se refieren a las siguientes condiciones:

- Se suponen placas de deslizamiento de acero inoxidable.
- Se suponen condiciones sin sellar, para permitir la exposición de las superficies de deslizamiento al agua y a la sal.
- El ambiente severo incluye condiciones del medio marino e industriales.

Los valores para superficies de contacto bimetálicas se aplican a las de contacto entre acero inoxidable y bronce.

Tabla JJ.6 - f_2 - Temperatura

Temperatura de cálculo	$\lambda_{\text{máx},f2}$		
$T_{\text{min},b}$ (°C)	PTFE sin lubricar	PTFE lubricado	Interfaces bimetálicas
20	1,0	1,0	A establecer mediante ensayos
0	1,1	1,3	
- 10	1,2	1,5	
- 30	1,5	3,0	

Tabla JJ.7 - f_3 - Contaminación

Instalación	$\lambda_{\max,f3}$		
	PTFE sin lubricar	PTFE lubricado	Interfaces bimetálicas
Sellada con la superficie de acero inoxidable hacia abajo	1,0	1,0	1,0
Sellada con la superficie de acero inoxidable hacia arriba	1,1	1,1	1,1
Sin sellar, con la superficie de acero inoxidable hacia abajo	1,2	3,0	1,1

Los valores de la tabla JJ.7 se refieren a las siguientes condiciones:

- El sellado de los aparatos de apoyo se supone que ofrece protección contra la contaminación para todas las condiciones de servicio.

Tabla JJ.8 - f_4 - Recorrido acumulado

Recorrido acumulado (km)	$\lambda_{\max,f4}$		
	PTFE sin lubricar	PTFE lubricado	Interfaces bimetálicas
$\leq 1,0$	1,0	1,0	A establecer mediante ensayos
$1,0 < y \leq 2$	1,2	1,0	A establecer mediante ensayos

Apéndice K

Ensayos recomendados para la validación de las propiedades de cálculo de los aisladores sísmicos

K.1 Campo de aplicación

- (1) Este apéndice está orientado a proporcionar recomendaciones sobre los ensayos de prototipo (o de tipo) para los casos en los que la Norma UNE-EN 15129 (“Dispositivos antisísmicos”) no incluya requisitos detallados para dichos ensayos.
- (2) Mediante los ensayos descritos en este anexo pueden validarse el rango de los valores de las características de deformación, así como los valores del amortiguamiento de los aisladores utilizados en el proyecto y análisis de los puentes aislados sísmicamente. Estos ensayos no están destinados a su uso como ensayos de control de calidad.
- (3) Los ensayos de prototipo especificados en el apartado **K.2** tienen como objetivo establecer o validar el rango de las propiedades nominales de cálculo de los aisladores previstos en el proyecto. En general, estos ensayos pueden ser específicos del proyecto. No obstante, se aceptan los resultados disponibles de los ensayos llevados a cabo sobre especímenes de tipo y tamaño similar y con valores semejantes para los parámetros de cálculo.
- (4) El propósito de los ensayos del apartado **K.3** es justificar las propiedades de los aisladores que no son normalmente específicos del proyecto.

K.2 Ensayos de prototipo

K.2.1 Generalidades

- (1) Los ensayos deberían llevarse a cabo sobre un mínimo de dos especímenes. Los especímenes no deberían someterse a ninguna carga lateral o vertical antes del ensayo de prototipo.
- (2) En general, deberían usarse especímenes de tamaño real. La autoridad competente puede autorizar la realización de ciertos ensayos sobre especímenes a escala reducida sólo cuando las instalaciones de ensayo existentes no tengan la capacidad necesaria para ensayar especímenes de tamaño real.
- (3) Cuando se usen especímenes a escala reducida, éstos deberían ser del mismo tipo y material, con una geometría similar a los de escala natural, y deberían estar fabricados mediante el mismo proceso y con el mismo control de calidad.

K.2.2 Secuencia de ensayos

- (1) Debería realizarse la siguiente secuencia de ensayos, para el número de ciclos prescrito y con una carga vertical igual a la carga permanente media, sobre todos los aisladores de un mismo tipo y tamaño:

- T_1 Tres ciclos completos de carga alternada entre el más y el menos del máximo desplazamiento térmico, a una velocidad de ensayo no menor de 0,1 mm/min.
- T_2 Veinte ciclos completos de carga alternada a más o menos la reacción de cálculo no sísmica, a una frecuencia de ensayo media de 0,5 Hz. A continuación del ensayo cíclico, la carga debería mantenerse durante 1 min sobre el espécimen.
- T_3 Cinco ciclos alternados completos, hasta el valor de cálculo del desplazamiento sísmico mayorado.
- T_4 Quince ciclos alternados completos hasta el valor de cálculo del desplazamiento mayorado, partiendo del desplazamiento inicial (**7.6.2(2)**). Los ciclos pueden aplicarse en tres grupos de cinco ciclos cada uno, con cada grupo separado mediante un tiempo muerto para permitir el enfriamiento del espécimen.
- T_5 Repetición del ensayo T_2 pero con el número de ciclos reducido a tres.
- T_6 Si un aislador es también un elemento portante vertical, entonces debería ensayarse también para un ciclo alternado completo hasta el desplazamiento sísmico total de cálculo, bajo las siguientes cargas verticales:
- $$1,2 Q_G + |\Delta F_{Ed}|$$
- $$0,8 Q_G - |\Delta F_{Ed}|$$
- donde
- Q_G es la carga permanente, y
- ΔF_{Ed} es la carga vertical adicional debida a los efectos sísmicos de vuelco, determinada a partir de la respuesta máxima para la acción sísmica de cálculo.

(2) Los ensayos T_3 , T_4 y T_6 deberían llevarse a cabo a una frecuencia igual al inverso del periodo eficaz del sistema de aislamiento. Se permite la excepción a esta regla para los aisladores que no dependan de la tasa o velocidad de aplicación de la carga (la velocidad de aplicación de la carga tiene como primer efecto el calentamiento viscoso o por rozamiento del espécimen). Las características fuerza-desplazamiento de un aislador se consideran independientes de la velocidad de aplicación de la carga, si hay menos de un 15% de diferencia para cualquiera de los valores de F_o y K_p que definen el bucle de histéresis (véase la figura 7.1), cuando se ensaya para tres ciclos alternados completos hasta el valor de cálculo del desplazamiento y a frecuencias en el rango de 0,2 a 2 veces la inversa del periodo eficaz del sistema de aislamiento.

K.2.3 Determinación de las características de los aisladores

K.2.3.1 Características fuerza-desplazamiento

(1) La rigidez eficaz de un aislador debería calcularse para cada ciclo de carga, del modo siguiente:

$$K_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n} \quad (K.1)$$

donde

d_p y d_n son, respectivamente, los máximos desplazamientos positivo y negativo del ensayo; y

F_p y F_n son, respectivamente, las máximas fuerzas positiva y negativa para aisladores con comportamiento histerético y de rozamiento o, respectivamente, las cargas positiva y negativa correspondientes a d_p y d_n para aisladores con comportamiento viscoelástico.

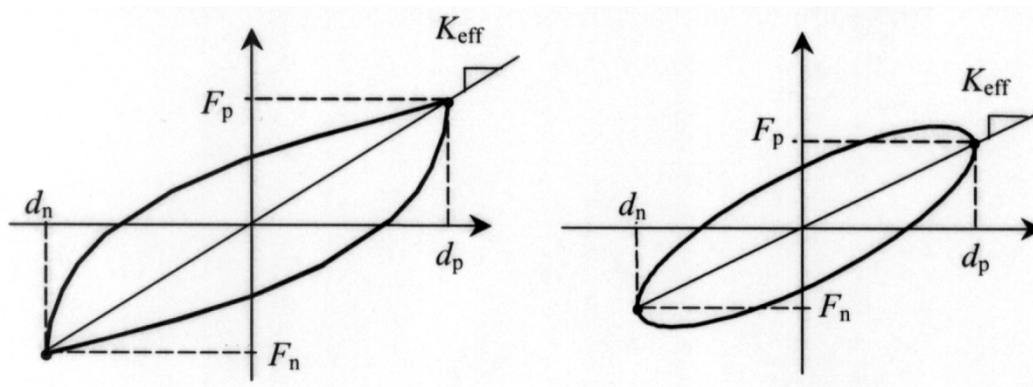


Figura K1 – Diagramas de ensayos fuerza–desplazamiento (a la izquierda: comportamiento histerético o de rozamiento; a la derecha: comportamiento viscoelástico)

K.2.3.2 Características de amortiguamiento

(1) La energía disipada por ciclo, E_{Di} , por un aislador i , debería determinarse para cada ciclo de carga como el área del correspondiente bucle de histéresis de los cinco ciclos alternados completos hasta el desplazamiento total de cálculo definido en el ensayo T_3 del apartado **K.2.2**.

K.2.3.3 Adecuación del sistema

(1) El comportamiento de los especímenes ensayados debería considerarse adecuado si se satisfacen los siguientes requisitos:

- R_1 excepto para amortiguadores viscosos fluidos, los gráficos fuerza–desplazamiento de todos los ensayos relacionados en el apartado **K.2.2** deberían tener una capacidad positiva para resistir las fuerzas que se van incrementando.
- R_2 en el ensayo T_1 del apartado **K.2.2**, la máxima fuerza medida no debería superar al valor de cálculo en más de un 5%.
- R_3 en los ensayos T_2 y T_5 del apartado **K.2.2**, el desplazamiento máximo medido no debería superar el 110% del valor de cálculo.
- R_4 en el ensayo T_3 del apartado **K.2.2**, los valores máximo y mínimo de la rigidez eficaz K_{eff} del aislador i (y los correspondientes diagramas fuerza – desplazamiento), así como la energía disipada por ciclo, E_{Di} , deberían determinarse, respectivamente, como el máximo y el mínimo del promedio de cada uno de los cuatro pares de ciclos de ensayo consecutivos. Estas propiedades nominales deberían estar comprendidas dentro del rango de propiedades nominales supuestas en el proyecto.
- R_5 en el ensayo T_4 del apartado **K.2.2**, el cociente entre las rigideces efectivas mínima y máxima, medido en cada uno de los 15 ciclos, no debería ser menor de 0,7.
- R_6 en el ensayo T_4 del apartado **K.2.2**, el cociente mín. E_D /máx. E_D para cada uno de los 15 ciclos, no debería ser menor de 0,7.
- R_7 todos los aisladores que resisten cargas verticales deberían permanecer estables (es decir, con rigidez incremental positiva), durante el ensayo T_6 del apartado **K.2.2**.
- R_8 A la conclusión de los ensayos, deberían inspeccionarse todos los especímenes ensayados a fin de obtener evidencias de deterioros significativos que pudieran constituir causas de rechazo, tales como (cuando proceda):
 - Carencia de adherencia entre el caucho y el acero.
 - Fallos en la colocación del laminado.
 - Grietas en la superficie del caucho más anchas o profundas que el 70% del espesor de

- la cubierta de caucho.
- Escamas de material en más del 5% del área de adherencia.
- Carencia de adherencia del politetrafluoretileno (PTFE) al metal en más del 5% de la superficie de adherencia.
- Marcado de las placas de acero inoxidable mediante marcas más profundas o más anchas de 0,5 mm y en una longitud que supere los 20 mm.
- Deformación permanente.
- Escapes.

K.3 Otros ensayos

K.3.1 Ensayos de desgaste y fatiga

(1) Estos ensayos deberían tener en cuenta la influencia del recorrido acumulado debido a los desplazamientos ocasionados por las cargas térmicas y de tráfico durante un periodo de vida de servicio de, al menos, 30 años.

(2) Para los puentes de longitud normal (de hasta alrededor de 200 m) y a menos que se justifique un valor diferente mediante el cálculo, el recorrido acumulado mínimo puede tomarse como de 2 000 m.

K.3.2 Ensayos a baja temperatura

(1) Si se pretende que los aisladores se usen en zonas de bajas temperaturas, con una temperatura mínima para el cálculo sísmico del aislador, $T_{\min,b} < 0\text{ }^{\circ}\text{C}$ (véase el punto **(2)** del apartado **J.1**), debería realizarse entonces un ensayo a esta temperatura, consistente en cinco ciclos alternados completos hasta el valor de cálculo del desplazamiento con las restantes condiciones como se especifica en el ensayo T_3 del apartado **K.2.2**. El espécimen debería mantenerse por debajo de la temperatura de helada durante, al menos, dos días antes del ensayo. Los resultados deberían evaluarse tal como se especifica en el requisito R_4 del punto **(1)** del apartado **K.2.3.3**.

(2) En los ensayos del apartado **K.3.1**, el 10% del recorrido debería realizarse bajo la temperatura $T_{\min,b}$.

ANEJO 3.

Proyecto de estructuras sismorresistentes

Evaluación y adecuación sísmica de edificios

1 Generalidades

1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) El objeto y campo de aplicación de la Norma Sismorresistente se define en el apartado **1.1.1** del Anejo 1 y el objeto y campo de aplicación de este Anejo se define en los puntos **(2)**, **(4)** y **(5)** siguientes. El apartado **1.1.3** del Anejo 1 indica las partes adicionales de la Norma Sismorresistente.

(2) El objeto y campo de aplicación del Anejo 3 es el siguiente:

- Suministrar criterios para la evaluación del comportamiento sismorresistente de los edificios existentes considerados aisladamente.
- Describir un enfoque que permita seleccionar las medidas correctivas necesarias.
- Establecer criterios para el proyecto de medidas de adecuación sísmica (es decir, la concepción, el análisis estructural incluyendo las medidas de intervención, el dimensionamiento final de los elementos estructurales y sus conexiones con elementos estructurales existentes).

NOTA Para los fines de este Anejo, la adecuación sísmica cubre tanto el refuerzo de las estructuras no dañadas como el refuerzo de las estructuras dañadas por el terremoto.

(3) Al diseñar la intervención sobre una estructura, con el fin de dotarla de una resistencia adecuada contra las acciones sísmicas, también se deberá verificar respecto a las combinaciones de cargas no sísmicas.

(4) Como reflejo de los requisitos básicos del Anejo 1, este Anejo contempla la evaluación y adecuación sísmicas de edificios hechos con los materiales estructurales más habituales: hormigón, acero y fábrica.

NOTA Los apéndices A, B y C contienen información adicional relacionada con la evaluación de edificios de hormigón armado, de estructuras de acero y mixtas, y de fábrica, respectivamente, y con su mejora cuando resulte necesario. Estos apéndices no tienen carácter reglamentario.

(5) Aunque las disposiciones de esta norma son de aplicación a todas las categorías de edificios, la evaluación y adecuación sísmicas de monumentos y edificios históricos requiere, a menudo, distintos tipos de disposiciones y enfoques diferentes, dependiendo de la naturaleza de los monumentos.

(6) Teniendo en cuenta que las construcciones existentes:

- (i) reflejan el estado del conocimiento en el momento de su construcción,
- (ii) posiblemente contienen importantes errores ocultos,

- (iii) pueden haber estado sometidas a terremotos anteriores u otras acciones accidentales con efectos desconocidos,

la evaluación estructural y la posible intervención están generalmente sometidas a un grado de incertidumbre (nivel de conocimiento) distinto al del dimensionamiento de estructuras nuevas. Se requieren por lo tanto distintos conjuntos de coeficientes de seguridad para los materiales y las estructuras, así como distintos procedimientos de análisis en función de lo completa y fiable que sea la información disponible.

1.2 Normas para consulta

- (1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.2** del Anejo 1.

1.3 Hipótesis

- (1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.3** del Anejo 1
- (2) Las disposiciones de esta norma suponen que la recopilación de datos y los ensayos se realizan por personal experimentado y que el técnico responsable de la evaluación, del posible proyecto de adecuación sísmica y de la ejecución de las obras, tiene la experiencia adecuada para el tipo de estructuras que vayan a ser reforzadas o reparadas.
- (3) Los procedimientos de inspección, las listas de chequeo y otros procedimientos de recopilación de datos deberán ser documentados y archivados, y se deberá hacer referencia a ellos en los documentos de proyecto.

1.4 Unidades del sistema internacional (S.I.)

- (1) Se aplica lo especificado en el apartado 1.4 del Anejo 1

1.5 Términos y definiciones

- (1) Véase el apartado **1.5** del Anejo 1.

1.6 Símbolos

1.6.1 Generalidades

- (1) Véase el apartado **1.6** del Anejo 1.
- (2) Los símbolos adicionales usados en este Anejo se definen en el texto cuando aparecen.

1.6.2 Símbolos usados en el apéndice A

b	anchura de las presillas en las camisas de acero
b_o y h_o	dimensiones del núcleo de hormigón confinado medido a partir del eje de los cercos
b_i	separación entre los ejes de las armaduras longitudinales

c	recubrimiento de hormigón de la armadura
d	canto útil de la sección (profundidad hasta la armadura de tracción)
d'	recubrimiento mecánico de la armadura de compresión
d_{bL}	diámetro de la armadura de tracción
f_c	resistencia a compresión del hormigón (MPa)
f_{cc}	resistencia a compresión del hormigón confinado
f_{cd}	valor de cálculo de la resistencia del hormigón
f_{ctm}	resistencia media a tracción del hormigón
$f_{idd,e}$	valor de cálculo de la resistencia efectiva al despegue del FRP (polímero reforzado con fibras)
$f_{fu,w}(R)$	resistencia última de la lámina de FRP envuelta alrededor de una esquina con radio R , expresión (A.25)
f_y	valor medio estimado del límite elástico del acero
f_{yd}	valor de cálculo del límite elástico de la armadura (longitudinal)
$f_{yj,d}$	valor de cálculo del límite elástico de la camisa
f_{yw}	límite elástico de la armadura transversal o de confinamiento
h	altura de la sección transversal
k_b	$= \sqrt{1,5 \cdot (2 - w_f / s_f) / (1 + w_f / 100 \text{ mm})}$ coeficiente de recubrimiento de la bandas/láminas de FRP (polímero reforzado con fibra)
n	número de armaduras solapadas a lo largo del perímetro p
p	longitud de la línea perimetral inscrita en la sección del pilar a lo largo de la cara interior de las armaduras longitudinales
s	separación de los ejes de los estribos
s_f	separación de los ejes de las bandas de FRP (polímero reforzado con fibra) ($= w_f$ para las láminas de FRP)
t_f	espesor de la lámina de FRP (polímero reforzado con fibra)
t_j	espesor de la camisa
x	profundidad del bloque comprimido
w_f	anchura de la banda/lámina de FRP (polímero reforzado con fibra)
z	brazo mecánico interno de una sección
A_c	área de la sección transversal del pilar
A_f	$= t_f \cdot w_f \cdot \sin \beta$: área de la sección transversal proyectada horizontalmente de la banda/lámina de FRP (polímero reforzado con fibra) con espesor t_f , anchura w_f y ángulo β
A_s	área de la sección transversal de la armadura longitudinal de acero
A_{sw}	área de la sección transversal del estribo

E_f	módulo del FRP (polímero reforzado con fibras)
L_v	= M/V luz de cortante en el extremo del elemento
N	fuerza axil (positiva para compresión)
$V_{R,c}$	resistencia a cortante de un elemento sin armadura en el alma
$V_{R,máx.}$	resistencia a cortante determinada por el agotamiento de la resistencia a compresión en la biela de compresión diagonal
V_w	contribución de la armadura transversal a la resistencia a cortante
α	factor de eficacia de confinamiento
γ_{el}	coeficiente, mayor que 1,0 para elementos sísmicos primarios e igual a 1,0 para elementos sísmicos secundarios
γ_{fd}	coeficiente parcial para el despegue del FRP (polímero reforzado con fibra)
δ	ángulo entre la diagonal y el eje de un pilar
ϵ_{cu}	deformación unitaria última del hormigón
ϵ_{ju}	deformación unitaria última del FRP (polímero reforzado con fibra)
$\epsilon_{su,w}$	deformación unitaria última de la armadura de confinamiento
θ	ángulo de inclinación de las bielas en el cálculo del esfuerzo cortante
θ_y	rotación de cuerda en el límite elástico para un elemento de hormigón
θ_u	rotación de cuerda última para un elemento de hormigón
v	= N/bhf_c (b anchura del bloque comprimido)
ρ_d	cuantía de las armaduras diagonales
ρ_f	cuantía volumétrica de FRP (polímero reforzado con fibra)
ρ_s	cuantía geométrica de las armaduras de acero
ρ_{sx}	= $A_{sx}/b_w s_h$ = cuantía de las armaduras transversales paralelas a la dirección x de las cargas (s_h = separación entre estribos)
ρ_{tot}	cuantía total de la armadura longitudinal
ρ_{sw}	cuantía volumétrica de la armadura de confinamiento
ρ_w	cuantía de la armadura transversal
φ_u	curvatura última en la sección extrema
φ_y	curvatura en el límite elástico en la sección extrema
ω, ω'	cuantía mecánica de las armaduras de tracción y de compresión

1.6.3 Símbolos usados en el apéndice B

b_{cp}	anchura de la placa cubrejuntas
b_f	anchura del ala
d_c	canto del pilar
d_z	profundidad de la zona de panel entre placas de continuidad
e	distancia entre la rótula plástica y la cara del pilar
f_c	resistencia a compresión del hormigón

f_{ct}	resistencia a tracción del hormigón
f_{uw}	resistencia a tracción de las soldaduras
f_{ywh}	límite elástico de la armadura transversal
$f_{y,pl}$	límite elástico nominal de cada ala
l_{cp}	longitud de la placa cubrejuntas
t_{cp}	espesor de la placa cubrejuntas
t_f	espesor (del ala)
t_{hw}	espesor del alma
w_z	anchura de la zona del panel entre alas del pilar
A_g	área bruta de la sección
A_{hf}	área del ala de la cartela
A_{pl}	área de cada ala
B_s	anchura de la riostra plana (elemento de triangulación) de acero
B	anchura de la sección mixta
E	módulo de Young de la viga
E_B	módulo de elasticidad del panel de HA (hormigón armado)
F_t	esfuerzo cortante sísmico de la base
H	altura del pórtico
H_c	altura de planta del pórtico
K_ϕ	rigidez de rotación de la conexión
I	momento de inercia
L	luz de la viga
$M_{pb,Rd}$	momento plástico de la viga
N_d	valor de cálculo de la carga axil
N_y	límite elástico del elemento de triangulación de acero
S_x	módulo de elasticidad de la viga (respecto a su eje fuerte)
T_c	espesor del panel
$V_{pl,Rd,b}$	esfuerzo cortante en la rótula plástica de una viga
Z_b	módulo plástico de la viga
Z_e	módulo plástico efectivo de la sección en la localización de la rótula plástica
ρ_w	cuantía de la armadura transversal

1.7 Unidades del SI

(1) Véase el apartado 1.7 del Anejo 1.

2 Requisitos de comportamiento y criterios de conformidad

2.1 Requisitos fundamentales

(1) Los requisitos fundamentales se refieren al nivel de daños de la estructura, definido en esta norma mediante tres estados límite (EL) denominados: de proximidad al colapso (NC), de daños significativos (SD) y de limitación del daño (DL). Estos estados límite se deben caracterizar como sigue:

Estado límite de proximidad al colapso (NC). La estructura está seriamente dañada, con rigidez y resistencia lateral residuales bajas, pero los elementos verticales todavía son capaces de soportar cargas verticales. La mayoría de los elementos no estructurales han colapsado. Se producen desplazamientos relativos permanentes importantes. La estructura se encuentra próxima al colapso y, probablemente, no resistiría otro terremoto, ni siquiera uno de intensidad moderada.

Estado límite de daños significativos (SD). La estructura está significativamente dañada, con algo de rigidez y resistencia lateral residuales, y los elementos verticales son capaces de soportar cargas verticales. Los elementos no estructurales están dañados, aunque los tabiques y rellenos no han fallado fuera de su plano medio. Se producen desplazamientos relativos permanentes moderados. La estructura puede resistir réplicas de intensidad moderada. La reparación de la estructura puede no resultar rentable.

Estado límite de limitación de daños (DL). La estructura sólo está ligeramente dañada, con elementos estructurales que no han sufrido una plastificación significativa y que mantienen sus propiedades de resistencia y rigidez. Los elementos no estructurales, tales como tabiques y rellenos, pueden presentar una fisuración generalizada, pero su reparación es viable económicamente. Los desplazamientos relativos permanentes son despreciables. La estructura no necesita medida de reparación alguna.

NOTA La definición de estado límite de proximidad al colapso dado en este anejo está más próxima al colapso real del edificio que la dada en el Anejo 1 y corresponde a la explotación máxima de la capacidad de deformación de los elementos estructurales. El estado límite asociado con el requisito de no colapso (ausencia de colapso) del Anejo 1 es prácticamente equivalente al que aquí se define como estado límite de daños significativos.

(2) En edificios de importancia I y II se debe considerar únicamente el estado límite SD (daños significativos). En edificios de importancia III y IV se deben considerar los estados límite SD (daños significativos), DL (limitación del daño) y NC (proximidad al colapso).

(3) Los niveles apropiados de protección se consiguen seleccionando, para cada uno de los estados límite, un periodo de retorno de la acción sísmica.

La protección considerada normalmente apropiada para los edificios ordinarios nuevos se obtiene seleccionando los siguientes valores para los periodos de retorno:

- Estado límite de proximidad al colapso (NC): 2475 años, que corresponde a una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años.
- Estado límite de daños significativos (SD): 475 años, que corresponde a una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.
- Estado límite de limitación de daños (DL): 225 años, que corresponde a una probabilidad de excedencia del 20% en 50 años.

2.2 Criterios de conformidad

2.2.1 Generalidades

(1) La conformidad con los requisitos del apartado **2.1** se consigue adoptando la acción sísmica, el método de análisis, los procedimientos de verificación y los detalles constructivos contenidos en este Anejo, según proceda para los diferentes materiales estructurales dentro de su campo de aplicación (es decir, hormigón, acero, fábrica).

(2) Excepto cuando se emplea el enfoque según el coeficiente q (véase el punto **(4)**), la conformidad se comprueba con la acción sísmica completa (sin reducir, elástica) según se define en los apartados **2.1** y **4.2** para el periodo de retorno apropiado.

(3) Para la verificación de los elementos estructurales se distingue entre los “dúctiles” y los “frágiles”. Excepto cuando se usa el enfoque según el coeficiente q , los primeros se deben verificar comprobando que las demandas no superan las correspondientes capacidades en términos de deformaciones. Los últimos se deben verificar comprobando que las demandas no superan las correspondientes capacidades en términos de resistencias.

NOTA Para la clasificación de los componentes/mecanismos como “dúctiles” o “frágiles” se puede encontrar información en los apéndices relativos a los materiales correspondientes.

(4) Como alternativa, se puede utilizar un enfoque según el coeficiente q , en el que se usa una acción sísmica reducida por un coeficiente q , según se indica en el punto (3) del apartado 4.2. En las verificaciones de seguridad, se deben verificar todos los elementos estructurales comprobando que las demandas debidas a la acción sísmica reducida no superan las correspondientes capacidades en términos de resistencias, evaluadas de acuerdo con el punto (5).

(5) Para el cálculo de las capacidades de los elementos dúctiles o frágiles, cuando éstas se comparen con las demandas para la verificación de la seguridad de acuerdo con los puntos (3) y (4), los valores medios de las propiedades de los materiales existentes deben usarse tal y como se obtuvieron directamente a partir de ensayos *in situ* y de fuentes adicionales de información, adecuadamente divididos por los coeficientes de confianza definidos en el apartado 3.5, teniendo en cuenta el nivel de conocimiento alcanzado. Con los materiales nuevos o añadidos deben usarse las propiedades nominales.

(6) Algunos de los elementos estructurales existentes pueden designarse como “sísmicos secundarios”, de acuerdo con las definiciones del punto (1) y los puntos (2) y (3), del apartado 4.2.2, del Anejo 1. Los elementos “sísmicos secundarios” deben verificarse con los mismos criterios de conformidad que los “sísmicos primarios”, pero usando estimaciones menos conservadoras de su capacidad que las usadas para los elementos considerados como “sísmicos primarios”.

(7) En el cálculo de las capacidades resistentes de los elementos “sísmicos primarios” frágiles, las resistencias de los materiales deben dividirse por el coeficiente parcial del material. Se adoptan para los coeficientes parciales de los materiales los mismos valores considerados en el proyecto de edificios nuevos.

NOTA Los puntos 5.2.4(3), 6.1.3(1), 7.1.3(1) y 9.6(3) del Anejo 1 hacen referencia a los valores de los coeficientes parciales de seguridad para el acero, el hormigón, el acero estructural y la fábrica para su uso en el proyecto de edificios nuevos.

2.2.2 Estado límite de proximidad al colapso (NC)

(1) Las demandas se deben basar en la acción sísmica de cálculo pertinente para este estado límite. Para los elementos dúctiles y los frágiles, las demandas deben evaluarse basándose en los resultados de los análisis. Si se usa un método lineal de análisis, las demandas sobre los elementos frágiles deben modificarse de acuerdo con el punto (1) del apartado 4.5.1.

(2) Las capacidades deben estar basadas en definiciones apropiadas de las deformaciones últimas para los elementos dúctiles y de las resistencias últimas para los frágiles.

(3) El enfoque según el coeficiente q (véanse el punto (4) del apartado 2.2.1 y el punto (3) del apartado 4.2) no es normalmente adecuado para la comprobación de este estado límite.

NOTA Los valores de $q = 1,5$ y $2,0$ citados en el punto (3) del apartado 4.2 para las estructuras de hormigón armado y de acero, respectivamente, así como los valores mayores de q que se pueden justificar respecto a la ductilidad local y total disponible de acuerdo con las disposiciones pertinentes del Anejo 1, corresponden al cumplimiento del estado límite de daños significativos. Si se escoge este enfoque para comprobar el estado límite de proximidad al colapso, se puede aplicar entonces el punto (3) del apartado 2.2.3, con un valor del coeficiente q aproximadamente un tercio superior a los dados en el punto (3) del apartado 4.2.

2.2.3 Estado límite de daños significativos (SD)

(1) Las demandas se deben basar en la acción sísmica de cálculo pertinente para este estado límite. Para los elementos dúctiles y frágiles, las demandas deben evaluarse basándose en los resultados de los análisis. En caso de utilizarse un método lineal de análisis, las demandas sobre los elementos frágiles deben modificarse de acuerdo con el punto (1) del apartado 4.5.1.

(2) Excepto cuando se use el enfoque según el coeficiente q , las capacidades deben evaluarse en función de las deformaciones representativas de los daños para los elementos dúctiles y en estimaciones conservadoras de las resistencias de los elementos frágiles.

(3) En el enfoque según el coeficiente q (véanse el punto (4) del apartado 2.2.1 y el punto (3) del apartado 4.2), las demandas deben basarse en la acción sísmica reducida y las capacidades se deben evaluar como en el caso de situaciones de cálculo no sísmicas.

2.2.4 Estado límite de limitación de daños (DL)

(1) Las demandas se deben basar en la acción sísmica de cálculo pertinente para este estado límite.

(2) Excepto cuando se use el enfoque según el coeficiente q , las capacidades se deben evaluar basándose en los límites elásticos de todos los elementos estructurales, tanto dúctiles como frágiles. Las capacidades de los rellenos se deben evaluar con base en la capacidad media de desplazamiento relativo entre plantas para los rellenos.

(3) En el enfoque según el coeficiente q (véanse el punto (4) del apartado 2.2.1 y el punto (3) del apartado 4.2) las demandas y capacidades se deben comparar en términos del desplazamiento medio y relativo entre plantas.

3 Información para la evaluación estructural

3.1 Información general e histórica

(1) En la evaluación de la resistencia al sismo de las estructuras existentes, los datos de entrada deben recopilarse a partir de diversas fuentes, que incluyen:

- la documentación disponible del edificio en cuestión;
- las fuentes genéricas de datos pertinentes (por ejemplo, normas y códigos contemporáneos);
- las investigaciones de campo; y
- en muchos casos, las mediciones y ensayos *in situ* y/o en laboratorio, según se describen con más detalle en los apartados 3.2 y 3.4.

(2) Con objeto de minimizar incertidumbres, se deberán comparar los datos obtenidos de las distintas fuentes.

3.2 Datos de entrada requeridos

(1) En general, la información para la evaluación estructural deberá abarcar los puntos a) hasta i) siguientes:

- a) Identificación del sistema estructural y de su conformidad con los criterios de regularidad del apartado 4.2.3 del Anejo 1. La información deberá recopilarse de reconocimientos *in situ* o de planos originales del proyecto, si están disponibles. En este caso, también se deberá recopilar información sobre posibles cambios estructurales producidos desde la construcción.
- b) Identificación del tipo de cimentaciones del edificio.
- c) Identificación de las condiciones del terreno según la clasificación del apartado 3.1 del Anejo 1.
- d) Información acerca de las dimensiones globales y las propiedades de las secciones transversales de los elementos del edificio, así como las propiedades mecánicas y el estado de los materiales.
- e) Información acerca de los defectos identificables de los materiales y los detalles constructivos inadecuados.

- f) Información sobre los criterios de cálculo sísmico empleados para el proyecto inicial, incluyendo el valor del coeficiente de reducción de fuerzas (coeficiente q), si es aplicable.
 - g) Descripción del uso actual y/o previsto del edificio (identificando su clase de importancia como se describe en el apartado **4.2.5** del Anejo 1).
 - h) Re-evaluación de las acciones impuestas teniendo en cuenta el uso del edificio.
 - i) Información acerca del tipo y el alcance de los daños estructurales anteriores y actuales, si existen, incluyendo las medidas de reparación anteriores.
- (2) Dependiendo de la cantidad y calidad de la información recopilada en los puntos anteriores, se deben adoptar distintos tipos de análisis y distintos valores de los coeficientes de confianza, según se indica en el apartado **3.3**.

3.3 Niveles de conocimiento

3.3.1 Definición de los niveles de conocimiento

- (1) Para escoger el tipo de análisis admisible y los valores apropiados de los coeficientes de confianza, se definen los tres niveles de conocimiento siguientes:

KL1: Conocimiento limitado

KL2: Conocimiento normal

KL3: Conocimiento completo

- (2) Los factores que determinan el nivel apropiado de conocimiento (es decir KL1, KL2 o KL3) son:

- i) *geometría*: las propiedades geométricas del sistema estructural y de aquellos elementos no estructurales (por ejemplo, paneles de relleno de fábrica) que pudieran afectar a la respuesta de la estructura;
- ii) *detalles constructivos*: incluyendo la cuantía y el despiece de las armaduras pasivas en el hormigón armado, las conexiones entre los elementos de acero, la conexión entre los forjados trabajando como diafragmas con la estructura que resiste los esfuerzos laterales, el aparejo y las juntas de mortero en la fábrica y la naturaleza de todos los elementos de armado en la fábrica;
- iii) *materiales*: las propiedades mecánicas de los materiales.

- (3) El nivel de conocimiento alcanzado determina el método de análisis permitido (véase **4.4**), así como los valores a adoptar para los coeficientes de confianza (CF). En el apartado **3.4** se dan los procedimientos para obtener los datos exigidos.

- (4) La relación entre los niveles de conocimiento y los métodos de análisis aplicables y los coeficientes de confianza quedan ilustrados en la tabla 3.1. En el apartado **3.4** se definen los términos “visual”, “integral”, “limitado”, “ampliado” y “completo”.

Tabla 3.1 - Niveles de conocimiento y métodos de análisis correspondientes (LF: método de la fuerza lateral; MRS: análisis modal mediante espectros de respuesta) y coeficientes de confianza (CF)

Nivel de conocimiento	Geometría	Detalles constructivos	Materiales	Análisis	CF
KL1	A partir de los planos generales originales del proyecto constructivo con una inspección visual de muestras o de una inspección integral	Proyecto simulado de acuerdo con la práctica original y de inspección <i>in situ</i> limitada	Valores por defecto de acuerdo con las normas aplicables en el momento de la construcción y de ensayos <i>in situ</i> limitados	LF-MRS	$CF_{KL1} = 1,35$
KL2		A partir de planos detallados originales de construcción incompletos con inspección <i>in situ</i> limitada o a partir de una inspección <i>in situ</i> ampliada	A partir de las especificaciones de proyecto originales con ensayos <i>in situ</i> limitados o de ensayos <i>in situ</i> ampliados	Todos	$CF_{KL2} = 1,20$
KL3		A partir de los planos detallados originales del proyecto constructivo con una inspección <i>in situ</i> limitada o a partir de una inspección <i>in situ</i> completa	A partir de los informes de ensayo originales con ensayos <i>in situ</i> limitados o de ensayos <i>in situ</i> completos	Todos	$CF_{KL3} = 1,00$

3.3.2 KL1 Conocimiento limitado

(1) KL1 corresponde al siguiente estado de conocimiento:

- i) *geometría*: la geometría general de la estructura y las dimensiones de los elementos se conocen, bien (a) mediante inspección, o bien (b) de los planos generales originales del proyecto constructivo usados tanto en la construcción original como en cualquier modificación posterior. En el caso (b), se deberá comprobar *in situ* una muestra suficiente de las medidas tanto de la geometría global como de las dimensiones de los elementos; si hay discrepancias significativas respecto a los planos generales originales del proyecto constructivo se deberá efectuar una inspección dimensional más completa.

- ii) *detalles constructivos*: los detalles constructivos estructurales no se conocen a partir de planos detallados del proyecto constructivo y se pueden suponer basándose en una simulación del proyecto según la práctica normal en el momento de la construcción; en este caso, se deberán hacer inspecciones limitadas en los elementos más críticos para comprobar que las hipótesis supuestas corresponden a la situación real. En el caso contrario, se requiere una inspección *in situ* más amplia.
- iii) *materiales*: no se dispone de información directa sobre las propiedades mecánicas de los materiales de construcción, ni a partir de las especificaciones de proyecto originales ni de los informes de ensayos originales. Los valores por defecto se deberán tomar de acuerdo con las normas en el momento de la construcción, junto con ensayos *in situ* limitados efectuados a los elementos más críticos.

(2) La información recopilada deberá ser suficiente para efectuar verificaciones locales de la capacidad de los elementos y para establecer un modelo de análisis estructural lineal.

(3) La evaluación estructural basada en un estado de conocimiento limitado deberá llevarse a cabo mediante métodos de análisis lineal, ya sean estáticos o dinámicos (véase 4.4).

3.3.3 KL2: Conocimiento normal

(1) KL2 corresponde al siguiente estado del conocimiento:

- i) *geometría*: la geometría de la estructura general y las dimensiones de los elementos se conocen, o bien (a) a través de una inspección ampliada, o bien (b) de planos generales del proyecto constructivo empleados tanto en la construcción original como en cualquier modificación posterior. En el caso (b), se deberá comprobar *in situ* una muestra suficiente de las medidas tanto de la geometría global como de las dimensiones de los elementos; si hay discrepancias significativas respecto a los planos generales del proyecto constructivo se requiere una inspección más completa de las dimensiones.
- ii) *detalles constructivos*: los detalles constructivos estructurales se conocen bien a partir de inspecciones *in situ* ampliadas o bien a partir de planos detallados del proyecto constructivo incompletos. En este último caso, se deberán hacer inspecciones limitadas *in situ* a los elementos más críticos para comprobar que la información disponible corresponde a la situación real.
- iii) *materiales*: se dispone de información sobre las propiedades mecánicas de los materiales de construcción, bien procedente de ensayos *in situ* ampliados o bien de especificaciones de proyecto originales. En este último caso, se deberán realizar ensayos *in situ* limitados.

(2) La información recopilada deberá ser suficiente para realizar verificaciones locales de la capacidad del elemento y para establecer un modelo estructural lineal o no lineal.

(3) La evaluación estructural basada en este estado del conocimiento puede realizarse a través de métodos de análisis tanto lineales como no lineales, ya sean estáticos o dinámicos (véase 4.4).

3.3.4 KL3: Conocimiento completo

(1) KL3 corresponde al siguiente estado del conocimiento:

- i) *geometría*: la geometría de la estructura completa y las dimensiones de los elementos se conocen bien (a) a partir de una inspección completa o bien (b) a partir de un conjunto completo de planos generales del proyecto constructivo empleados tanto en la construcción original como en cualquier modificación posterior. En el caso (b), se deberá comprobar *in situ* una muestra suficientemente amplia de medidas tanto de la geometría global como de las dimensiones de los elementos; en el caso de existir discrepancias significativas respecto a los planos generales del proyecto constructivo, se deberá efectuar una inspección dimensional más completa.
- ii) *detalles constructivos*: los detalles constructivos estructurales se conocen, bien a partir de inspecciones *in situ* completas o bien a partir de un juego completo de planos detallados del proyecto constructivo. En este último caso, se deberán hacer inspecciones *in situ* limitadas a los elementos más críticos para comprobar que la información disponible corresponde a la situación real.
- iii) *materiales*: se dispone de información sobre las propiedades mecánicas de los materiales de construcción bien a partir de ensayos *in situ* completos o bien de informes de ensayos originales. En este último caso, se deberán hacer ensayos *in situ* limitados.

(2) Se aplica el punto (2) del apartado 3.3.3.

(3) Se aplica el punto (3) del apartado 3.3.3.

3.4 Identificación del nivel de conocimiento

3.4.1 Geometría

3.4.1.1 Planos generales del proyecto constructivo

(1) Los planos generales del proyecto constructivo son aquellos documentos que describen la geometría de la estructura, permitiendo identificar los elementos estructurales y sus dimensiones, así como el sistema estructural que resiste tanto las acciones verticales como las laterales.

3.4.1.2 Planos detallados del proyecto constructivo

(1) Los planos detallados del proyecto constructivo son aquellos documentos que describen la geometría de la estructura, permitiendo identificar los elementos estructurales y sus dimensiones, así como el sistema estructural que resiste tanto las acciones verticales como las laterales. Estos planos contienen, además, información acerca de los detalles constructivos (según se especifica en el punto (2) del apartado 3.3.1).

3.4.1.3 Inspección visual

(1) Una inspección visual es un procedimiento empleado para comprobar la correspondencia entre la geometría real de la estructura y los planos generales del proyecto constructivo disponibles. Se deberán realizar mediciones de la geometría sobre una muestra de elementos seleccionados. Los posibles cambios estructurales que pueden producirse durante o después de la construcción deberán estar sujetos a una inspección de acuerdo con el apartado 3.4.1.4.

3.4.1.4 Inspección integral

(1) Una inspección integral es un procedimiento que permite generar planos que describen la geometría de la estructura, permitiendo identificar los elementos estructurales y sus dimensiones, así como el sistema estructural que resiste tanto las acciones verticales como las laterales.

3.4.2 Detalles constructivos

(1) En las inspecciones se pueden adoptar métodos no destructivos fiables, como se especifica a continuación.

3.4.2.1 Simulación de proyecto

(1) Una simulación de proyecto es un procedimiento que permite determinar la cuantía y disposición de las armaduras pasivas, tanto longitudinales como transversales, en todos los elementos que colaboran en la resistencia vertical y lateral del edificio. El proyecto se deberá llevar a cabo basándose en los documentos reglamentarios y en el estado del arte en el momento de la construcción.

3.4.2.2 Inspección *in situ* limitada

(1) Una inspección *in situ* limitada es un procedimiento empleado para comprobar la correspondencia entre los detalles constructivos reales de la estructura y los planos detallados del proyecto constructivo disponibles o los resultados de la simulación de proyecto del apartado **3.4.2.1**. Esto implica realizar inspecciones como se indica en el punto (1) del apartado **3.4.4**.

3.4.2.3 Inspección *in situ* ampliada

(1) Una inspección *in situ* ampliada es un procedimiento empleado cuando no se dispone de los planos detallados del proyecto constructivo originales. Esto implica realizar inspecciones como se indica en el punto (1) del apartado **3.4.4**.

3.4.2.4 Inspección *in situ* completa

(1) Una inspección *in situ* completa es un procedimiento empleado cuando no se dispone de los planos detallados del proyecto original y cuando se busca un mayor nivel de conocimiento. Esto implica realizar inspecciones como se indica en el punto (1) del apartado **3.4.4**.

3.4.3 Materiales

3.4.3.1 Ensayos destructivos y no destructivos

(1) Se deberá considerar el uso de métodos de ensayo no destructivos (por ejemplo, el ensayo con el esclerómetro, etc.); sin embargo, estos ensayos no se deberán utilizar de forma aislada, sino conjuntamente con ensayos destructivos.

3.4.3.2 Ensayos *in situ* limitados

(1) Un programa limitado de ensayos *in situ* es un procedimiento empleado para completar la información sobre las propiedades de los materiales obtenida de la reglamentación vigente en el momento de la construcción o de las especificaciones del proyecto original, o de los informes de ensayos originales. Esto supone llevar a cabo ensayos como se indica en el punto (1) del apartado **3.4.4**. Sin embargo, si los valores de los ensayos son menores que los valores por defecto de acuerdo con la reglamentación vigente en el momento de la construcción, se requieren ensayos *in situ* ampliados.

3.4.3.3 Ensayos *in situ* ampliados

(1) Un programa ampliado de ensayos *in situ* es un procedimiento empleado para obtener información cuando no se dispone de las especificaciones del proyecto original ni de los informes de los ensayos. Esto supone realizar ensayos según se indica en el punto (1) del apartado 3.4.4.

3.4.3.4 Ensayos *in situ* completos

(1) Un programa completo de ensayos *in situ* es un procedimiento empleado para obtener información cuando no se dispone ni de las especificaciones del proyecto original ni de los informes de los ensayos, y se persigue un mayor nivel de conocimiento. Esto supone realizar inspecciones como se indica en el punto (1) del apartado 3.4.4.

3.4.4 Definición de los niveles de inspección y ensayo

(1) La clasificación de los niveles de inspección y ensayo depende del porcentaje de elementos estructurales cuyos detalles constructivos tienen que comprobarse, así como del número de muestras de materiales por planta que han de tomarse para ensayo.

NOTA La tabla 3.2 proporciona, para situaciones ordinarias, los requisitos mínimos en cuanto a la cantidad de inspecciones y ensayos a realizar.

Tabla 3.2 - Requisitos mínimos para diferentes niveles de inspección y ensayo

Nivel de inspección y ensayos	Inspección (de detalles constructivos)	Ensayo (de materiales)
	Para cada tipo de elemento primario (viga, pilar, muro):	
	Porcentaje de elementos que se comprueban en cuanto a detalles constructivos	Muestras de materiales por planta
Limitado	20	1
Ampliado	50	2
Completo	80	3

3.5 Coeficientes de confianza

(1) Para determinar las propiedades de los materiales existentes para el cálculo de la capacidad, cuando la capacidad se va a comparar con la demanda para la verificación de la seguridad, los valores medios obtenidos de ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales se deben dividir por el coeficiente de confianza, CF, dado en la tabla 3.1 para el nivel de conocimiento apropiado (véase el punto (5) del apartado 2.2.1).

(2) Para determinar las propiedades a considerar para el cálculo de la capacidad en términos de fuerza (resistencia) de los componentes dúctiles que determinan los efectos de las acciones sobre los componentes/mecanismos frágiles, para su uso en el punto (1)(b) del apartado 4.5.1, el valor medio de las propiedades de los materiales existentes, obtenido de los ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales, se debe multiplicar por el coeficiente de confianza, CF, dado en la tabla 3.1 para el nivel de conocimiento apropiado.

4 Evaluación

4.1 Generalidades

- (1) La evaluación es un procedimiento cuantitativo que permite comprobar si un edificio existente, dañado o no, puede satisfacer el estado límite apropiado correspondiente a la acción sísmica considerada, según se especifica en el apartado **2.1**.
- (2) Esta norma está concebida para la evaluación de edificios individuales, con el fin de decidir sobre la necesidad de intervenir sobre su estructura y diseñar las medidas de adecuación sísmica que puedan ser necesarias. No está concebida para evaluar la vulnerabilidad de poblaciones o grupos de edificios frente al riesgo sísmico con diversos objetivos (por ejemplo, para determinar las primas de riesgo de los seguros, para establecer prioridades para la mitigación de los riesgos, etc.).
- (3) El procedimiento de evaluación debe llevarse a cabo mediante los métodos de análisis generales especificados en el apartado **4.3** del Anejo 1, y modificados en este Anejo 3 para adaptarse a los problemas específicos encontrados en la evaluación.
- (4) Siempre que sea posible, el método empleado deberá incorporar la información procedente de terremotos anteriores sobre el comportamiento de edificios del mismo tipo o de edificios similares.

4.2 Acción sísmica y combinación de cargas sísmicas

- (1) Los modelos básicos para la definición del movimiento sísmico son aquéllos presentados en los apartados **3.2.2** y **3.2.3** del Anejo 1.
- (2) Se hace referencia en particular al espectro de respuesta elástica especificado en el apartado **3.2.2.2** del Anejo 1, escalado a los valores de cálculo de la aceleración del terreno establecidos para la verificación de los distintos Estados Límite. También se pueden aplicar las representaciones alternativas permitidas en el apartado **3.2.3** del Anejo 1 en términos de acelerogramas artificiales o registrados.
- (3) En el enfoque según el coeficiente q (véase el punto **(4)** del apartado **2.2.1**), el espectro de cálculo para el análisis lineal se obtiene del apartado **3.2.2.5** del Anejo 1. Se puede adoptar un valor de $q = 1,5$ o $2,0$ para las estructuras de hormigón armado y de acero, respectivamente, independientemente del tipo de estructura. Se pueden adoptar valores mayores de q si se justifican adecuadamente respecto a las ductilidades local y global disponibles evaluadas según las disposiciones pertinentes del Anejo 1.
- (4) La acción sísmica de cálculo debe combinarse con otras acciones variables y permanentes apropiadas de acuerdo con el apartado **3.2.4** del Anejo 1.

4.3 Modelización estructural

- (1) Se debe establecer un modelo de la estructura basado en la información recopilada según el apartado **3.2**. El modelo debe permitir que los efectos de las acciones sobre todos los elementos estructurales puedan determinarse para la combinación de cargas sísmicas dada en el apartado **4.2**.
- (2) Todas las disposiciones del Anejo 1 que tratan la modelización (apartado **4.3.1** del Anejo 1) y los efectos accidentales de torsión (apartado **4.3.2** del Anejo 1) se deben aplicar sin modificaciones.

(3) La resistencia y la rigidez de los elementos sísmicos secundarios (véase el punto (6) del apartado 2.2.1) frente a las acciones laterales pueden, generalmente, despreciarse en el análisis.

(4) Sin embargo, es recomendable tener en cuenta los elementos sísmicos secundarios en el modelo estructural global si se emplea un análisis no lineal. La elección de los elementos a considerar como elementos sísmicos secundarios puede cambiarse a la vista de los resultados de un análisis preliminar. En ningún caso la selección de estos elementos deberá ser tal que modifique la clasificación de la estructura de irregular a regular, de acuerdo con las definiciones del apartado 4.2.3 del Anejo 1.

(5) En el modelo estructural se deben emplear los valores medios de las propiedades de los materiales.

4.4 Métodos de análisis

4.4.1 Generalidades

(1) Los efectos de las acciones sísmicas, a combinar con los efectos de las otras cargas permanentes y variables de acuerdo con la combinación de cargas sísmicas del punto (4) del apartado 4.2, pueden evaluarse usando uno de los siguientes métodos:

- análisis de la fuerza lateral (lineal);
- análisis modal mediante espectros de respuesta (lineal) [o cálculo modal espectral];
- análisis estático no lineal (por empujes incrementales, *pushover*) [o método del empuje incremental];
- análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo;
- enfoque según el coeficiente q de comportamiento.

(2) Excepto en el enfoque según el coeficiente q del punto (4) del apartado 2.2.1 y del punto (3) del apartado 4.2, la acción sísmica a emplear debe ser la correspondiente al espectro de respuesta elástica (es decir, sin reducción por el coeficiente q de comportamiento) del apartado 3.2.2.2 del Anejo 1 o sus representaciones alternativas equivalentes del apartado 3.2.3 del Anejo 1.

(3) En el enfoque según el coeficiente q del punto (4) del apartado 2.2.1, la acción sísmica se define en el punto (3) del apartado 4.2.

(4) Se aplica el punto (5) del apartado 4.3.3.1 del Anejo 1.

(5) Los métodos de análisis enumerados anteriormente son aplicables en el marco de las condiciones especificadas en los apartados 4.4.2 a 4.4.5, con la excepción de las estructuras de fábrica para las que es necesario emplear procedimientos que tengan en cuenta las peculiaridades de esta tipología constructiva.

NOTA En el correspondiente apéndice relativo a los materiales se puede encontrar información complementaria sobre estos procedimientos.

4.4.2 Análisis de la fuerza lateral

(1) Las condiciones para que este método (también denominado “análisis con un sistema de fuerzas estáticas equivalentes”) sea aplicable se indican en el apartado **4.3.3.2.1** del Anejo 1, añadiendo las siguientes:

Designando $\rho_i = D_i/C_i$ a la relación entre la demanda D_i , obtenida a partir del análisis bajo la combinación de cargas sísmicas, y la correspondiente capacidad C_i para el i -ésimo elemento primario “dúctil” de la estructura (momento flector en pórticos o muros de cortante, fuerza axil en un elemento de triangulación (arriostramiento) de un pórtico arriostrado, etc.) y designando $\rho_{\text{máx.}}$ y $\rho_{\text{mín.}}$ a los valores máximo y mínimo de ρ_i , respectivamente, sobre todos los elementos primarios “dúctiles” de la estructura tales que $\rho_i > 1$, la relación $\rho_{\text{máx.}}/\rho_{\text{mín.}}$ no supera un valor máximo aceptable comprendido entre 2 y 3. En las proximidades de las uniones viga-pilar, es necesario evaluar la relación ρ_i sólo en las secciones donde se espera que se formen rótulas plásticas sobre la base de la comparación de la suma de las capacidades flectoras de las vigas con la de los pilares. El punto (5) del apartado **4.3** se aplica al cálculo de las capacidades C_i . Para la determinación de las capacidades C_i respecto al momento flector de los elementos verticales, el valor de la fuerza axil puede tomarse igual a aquél debido sólo a las cargas verticales.

NOTA 1 El valor asignado a este límite de $\rho_{\text{máx.}}/\rho_{\text{mín.}}$ es 2,5.

NOTA 2 Como una condición adicional, la capacidad C_i de los elementos o mecanismos “frágiles” deberá ser mayor que la demanda D_i correspondiente, evaluada de acuerdo con el punto (1), (2) y (3) del apartado **4.5.1**. Sin embargo, imponerlo como un criterio para la aplicabilidad del análisis lineal es redundante ya que, de acuerdo con los puntos (2) de los apartados **2.2.2**, **2.2.3** y **2.2.4**, esta condición será en último término alcanzada en todos los elementos de la estructura evaluada o sometida a adecuación sísmica, independientemente del método de análisis.

(2) El método se debe aplicar según se describe en los apartados **4.3.3.2.2**, **4.3.3.2.3** y **4.3.3.2.4** del Anejo 1, excepto que la ordenada del espectro de respuesta en la expresión (4.5) debe ser la del espectro elástico $S_e(T_1)$ en vez de la del espectro de cálculo $S_d(T_1)$.

4.4.3 Análisis del espectro de respuesta

(1) Las condiciones para que este método sea aplicable se indican en el apartado **4.3.3.3.1** del Anejo 1, a las que hay que añadir las condiciones especificadas en el apartado **4.4.2**.

(2) El método se debe aplicar según se describe en los apartados **4.3.3.3.2** y **4.3.3.3.3** del Anejo 1, usando el espectro de respuesta elástica $S_e(T_1)$.

4.4.4 Análisis estático no lineal

4.4.4.1 Generalidades

(1) El análisis estático no lineal (por empujes incrementales) es un análisis estático no lineal bajo cargas gravitatorias constantes y cargas horizontales monótonamente crecientes.

(2) Los edificios que no cumplen con los criterios de los puntos (2) y (3) del apartado **4.3.3.4.2.1** del Anejo 1, en cuanto a su regularidad en planta, deben analizarse empleando un modelo espacial.

(3) En edificios que cumplen con los criterios de regularidad del apartado **4.2.3.2** del Anejo 1, el análisis puede llevarse a cabo utilizando dos modelos planos, uno para cada dirección horizontal principal del edificio.

4.4.4.2 Cargas laterales

(1) Al menos se deberán aplicar dos distribuciones verticales de las cargas laterales:

- una distribución “uniforme”, basada en fuerzas laterales que son proporcionales a las masas independientemente de la altura (aceleración de respuesta uniforme);
- una distribución “modal”, proporcional a las fuerzas laterales y coherente con la distribución de fuerzas laterales determinadas en el análisis elástico.

(2) Las cargas laterales deberán aplicarse en la ubicación de las masas en el modelo. Se deberá tener en cuenta la excentricidad accidental.

4.4.4.3 Curva de capacidad

(1) La relación entre el esfuerzo cortante en la base y el desplazamiento de control (la “curva de capacidad”) deberá determinarse de acuerdo con los puntos (1) y (2) del apartado 4.3.3.4.2.3 del Anejo 1.

4.4.4.4 Desplazamiento objetivo

(1) El desplazamiento objetivo se define en el punto (1) del apartado 4.3.3.4.2.6 del Anejo 1.

NOTA El desplazamiento objetivo se puede determinar de acuerdo con el apéndice B del Anejo 1.

4.4.4.5 Procedimiento para la estimación de los efectos de torsión y de los modos de orden superior

(1) El procedimiento dado en los puntos (1) a (3) del apartado 4.3.3.4.2.7 del Anejo 1 se aplica para la estimación de los efectos de torsión.

(2) En los edificios que no cumplen los criterios del punto (2)(a) del apartado 4.3.3.2.1 del Anejo 1, se deberán tener en cuenta, en cada dirección principal, las contribuciones a la respuesta de los modos de vibración de orden superior al modo fundamental.

NOTA Los requisitos en el punto (2) pueden satisfacerse bien mediante un análisis no lineal en el dominio del tiempo de acuerdo con el apartado 4.4.5, o bien a través de versiones especiales del procedimiento de análisis estático no lineal que pueden tener en cuenta los efectos de modos de orden superior sobre las medidas globales de la respuesta (tales como desplazamiento relativo entre plantas) para ser entonces traducidas a estimaciones de demandas locales de deformación (tales como las rotaciones de las rótulas plásticas de los elementos).

4.4.5 Análisis no lineal en el dominio del tiempo

(1) Se aplica el procedimiento dado en los puntos (1) a (3) del apartado 4.3.3.4.3 del Anejo 1.

4.4.6 Enfoque según el coeficiente q

(1) En el enfoque según el coeficiente q , el método se debe aplicar según se describe en los apartados 4.3.3.2 o 4.3.3.3 del Anejo 1, según proceda.

4.4.7 Combinación de las componentes de la acción sísmica

- (1) Las dos componentes horizontales de la acción sísmica deben combinarse de acuerdo con el apartado **4.3.3.5.1** del Anejo 1.
- (2) La componente vertical de la acción sísmica se debe tener en cuenta en los casos especificados en el apartado **4.3.3.5.2** del Anejo 1 y, cuando proceda, combinada con las componentes horizontales según se indica en el mismo apartado.

4.4.8 Medidas adicionales para las estructuras rellenas de fábrica

- (1) Se aplican, cuando corresponda, las disposiciones del apartado **4.3.6** del Anejo 1.

4.4.9 Coeficientes de combinación para las acciones variables

- (1) Se aplican las disposiciones del apartado **4.2.4** del Anejo 1.

4.4.10 Clases de importancia y coeficientes de importancia

- (1) Se aplican las disposiciones del apartado **4.2.5** del Anejo 1.

4.5 Verificaciones de seguridad

4.5.1 Métodos de análisis lineales (análisis de la fuerza lateral o modal mediante espectros de respuesta)

- (1) Se deben verificar los elementos/mecanismos “frágiles” teniendo en cuenta las demandas calculadas a partir de las condiciones de equilibrio, en función de los efectos de las acciones producidas por los elementos dúctiles sobre el elemento/mecanismo frágil. En este cálculo, cada efecto de la acción producida por el elemento dúctil sobre el elemento/mecanismo frágil considerado se debe tomar igual a:
 - (a) el valor D obtenido del análisis, si la capacidad C del elemento dúctil, evaluada usando valores medios de las propiedades de los materiales, satisface la relación $\rho = D/C \leq 1$;
 - (b) la capacidad del elemento dúctil, evaluada usando valores medios de las propiedades de los materiales multiplicados por los coeficientes de confianza, según se definen en el apartado **3.5**, teniendo en cuenta el nivel de conocimiento alcanzado, si $\rho = D/C > 1$, con D y C según se definen en el punto (a) anterior.
- (2) En el punto (1)(b) anterior, las capacidades de las secciones de la viga alrededor de las uniones viga-pilar de hormigón deberán calcularse a partir de la expresión (5.8) del Anejo 1 y aquellas de las secciones de los pilares alrededor de dichas uniones a partir de la expresión (5.9), empleando, en la parte de la derecha de la expresión, el valor $\gamma_{Rd} = 1$ y los valores medios de las propiedades de los materiales multiplicados por los coeficientes de confianza, según se define en el apartado **3.5**.
- (3) Para el cálculo de las demandas de fuerza sobre el mecanismo de cortante “frágil” de los muros mediante la aplicación del punto (1)(b) anterior, se puede aplicar la expresión (5.26) del Anejo 1 con $\gamma_{Rd} = 1$ y utilizando como M_{Rd} la capacidad en términos de momento flector en la base, evaluada usando los valores medios de las propiedades de los materiales multiplicados por los coeficientes de confianza definidos en el apartado **3.5**.

(4) En los puntos (1) a (3) anteriores, las capacidades C_i en términos de momento flector de los elementos verticales pueden basarse en el valor de la fuerza axial debida sólo a las cargas verticales.

(5) El valor de la capacidad de los componentes y mecanismos tanto dúctiles como frágiles a comparar con la demanda para las verificaciones de seguridad, debe estar de acuerdo con el punto (5) del apartado 2.2.1.

NOTA La información para la evaluación de la capacidad de los componentes y mecanismos puede encontrarse en los correspondientes apéndices A, B y C relativos a los materiales.

4.5.2 Métodos de análisis no lineales (estáticos o dinámicos)

(1) Las demandas sobre los elementos “dúctiles” y “frágiles” deben ser las obtenidas a partir del análisis realizado conforme a los apartados 4.4.4 o 4.4.5, utilizando el valor medio de las propiedades de los materiales.

(2) Se aplica el punto (5) del apartado 4.5.1.

NOTA La información para la evaluación de la capacidad de los componentes y mecanismos puede encontrarse en los correspondientes apéndices A, B y C relativos a los materiales.

4.5.3 Enfoque según el coeficiente q

(1) Los valores de la demanda y de la capacidad de los elementos dúctiles y frágiles deben estar de acuerdo con el punto (4) del apartado 2.2.1 y del punto (3) del apartado 2.2.3.

4.6 Resumen de criterios para el análisis y las verificaciones de seguridad

(1) La tabla 4.3 resume:

- Los valores de las propiedades de los materiales a adoptar en la evaluación de la demanda y de las capacidades de los elementos para todos los tipos de análisis.
- Los criterios que deben seguirse para la verificación de seguridad de los elementos dúctiles y de los frágiles para todos los tipos de análisis.

Tabla 4.3 - Valores de las propiedades de los materiales y criterios para el análisis y las verificaciones de seguridad

		Modelo Lineal (LM)		Modelo No Lineal		Enfoque según el coeficiente q	
		Demanda	Capacidad	Demanda	Capacidad	Demanda	Capacidad
Tipo de elemento o mecanismo	Dúctiles	Aceptabilidad del modelo lineal (para comprobar los valores de $\rho_i = D_i/C_i$): A partir del análisis. Se usan los valores medios de las propiedades en el modelo		A partir del análisis. Se usan los valores medios de las propiedades en el modelo	En términos de resistencia. Se usan los valores medios de las propiedades <u>divididos</u> por los CF	A partir del análisis	En términos de resistencia. Se usan los valores medios de las propiedades <u>divididos</u> por los CF y los coeficientes parciales de seguridad
		Verificaciones (si se acepta LM) A partir del análisis					
	Verificaciones (si se acepta LM) Si $\rho_i \leq 1$: a partir del análisis		En términos de resistencia. Se usan los valores medios de las propiedades <u>divididos</u> por los CF y por el coeficiente parcial de seguridad		En términos de resistencia. Se usan los valores medios de las propiedades <u>divididos</u> por los CF	De acuerdo con el capítulo pertinente del Anejo 1	
	Si $\rho_i > 1$: a partir del equilibrio con la resistencia de los elementos/me- canismos dúctiles. Se usan los valores medios de las propiedades <u>multiplicados</u> por el CF.						

5 Decisiones relativas a la intervención en la estructura

5.1 Criterios de intervención en una estructura

5.1.1 Introducción

(1) Las decisiones relativas a la intervención se deberán tomar en función de las conclusiones de la evaluación de la estructura y/o de la naturaleza y el alcance de los daños.

NOTA Al igual que en el proyecto de nuevas estructuras, se persiguen las decisiones óptimas, teniendo en cuenta aspectos sociales, como la interrupción del uso o de la ocupación durante la intervención.

(2) Este Anejo describe los aspectos técnicos de los criterios pertinentes.

5.1.2 Criterios técnicos

(1) La selección del tipo, la técnica, el alcance y la urgencia de la intervención deben basarse en la información estructural recogida durante la evaluación del edificio.

(2) Se deberán tener en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Todos los defectos locales importantes identificados deberán remediarse adecuadamente.
- b) En el caso de edificios muy irregulares [tanto en términos de rigidez como de la distribución de la reserva de resistencia (sobrerresistencia)], la regularidad estructural deberá mejorarse lo más posible tanto en planta como en alzado.
- c) Las características de regularidad y resistencia exigidas pueden conseguirse modificando la resistencia y/o de la rigidez de un número adecuado de elementos existentes, o introduciendo nuevos elementos estructurales.
- d) Cuando sea necesario, deberá aumentarse de forma efectiva la ductilidad local.
- e) El aumento de la resistencia después de la intervención no deberá reducir la ductilidad global disponible.
- f) De forma específica para las estructuras de fábrica: deberán reemplazarse los dinteles no dúctiles, deberán mejorarse las conexiones inadecuadas entre forjados y muros y deberán eliminarse los empujes horizontales que actúan sobre los muros fuera de su plano medio.

5.1.3 Tipo de intervención

(1) Se puede seleccionar una intervención entre los siguientes tipos, dados de forma indicativa:

- a) Modificación local o global de los elementos dañados o no dañados (reparación, refuerzo o sustitución completa), considerando la rigidez, la resistencia y/o la ductilidad de estos elementos.
- b) Adición de nuevos elementos estructurales (por ejemplo, triangulaciones o muros de relleno; zunchos de hormigón armado, de acero o de madera en construcciones de fábrica; etc.).
- c) Modificación del sistema estructural (eliminación de algunas juntas estructurales; ensanchamiento de juntas, eliminación de elementos vulnerables; modificación para obtener disposiciones más regulares y/o más dúctiles)³⁾.
- d) Adición de un nuevo sistema estructural para resistir toda o parte de la acción sísmica.
- e) Posible transformación de elementos no estructurales existentes en elementos estructurales.
- f) Introducción de dispositivos de protección pasiva a través de triangulaciones disipativas o de un aislamiento de la base.

³⁾ Éste es, por ejemplo, el caso en el que pilares vulnerables con respecto a los esfuerzos cortantes o pisos blandos (plantas diáfanas) se transforman en disposiciones más dúctiles; de forma similar, cuando se reducen las irregularidades de reserva de resistencia en alzado, o las excentricidades en planta, modificando el sistema estructural.

- g) Reducción de las masas.
- h) Restricción o cambio de uso del edificio.
- i) Demolición parcial.

(2) Se puede elegir un tipo de intervención o combinar dos o más. En todos los casos, deberá tenerse en cuenta el efecto de las modificaciones estructurales sobre la cimentación.

(3) Si se adopta el aislamiento de la base, se deben seguir las disposiciones contenidas en el capítulo **10** del Anejo 1.

5.1.4 Elementos no estructurales

(1) Se deben tomar decisiones relativas a la reparación o el refuerzo de los elementos no estructurales siempre que, además de los requisitos funcionales, el comportamiento sísmico de estos elementos pueda poner en peligro la vida de los ocupantes o afectar el valor de los bienes contenidos en el edificio.

(2) En tales casos, deberá evitarse el colapso total o parcial de estos elementos mediante:

- a) uniones apropiadas a los elementos estructurales (véase el apartado **4.3.5** del Anejo 1);
- b) el aumento de la resistencia de los elementos no estructurales (véase el apartado **4.3.5** del Anejo 1);
- c) el uso de medios de anclaje para prevenir la posible caída o desprendimiento de partes de estos elementos.

(3) Las posibles consecuencias de estas disposiciones sobre el comportamiento de los elementos estructurales deberán tenerse en cuenta.

5.1.5 Justificación del tipo de intervención seleccionado

(1) En todos los casos, los documentos relacionados con el proyecto de adecuación sísmica deben incluir la justificación del tipo de intervención seleccionado y la descripción del efecto previsto de éste sobre la respuesta de la estructura.

(2) Se deberá poner esta justificación a disposición de la Propiedad.

6 Proyecto de intervención en la estructura

6.1 Procedimiento del proyecto de adecuación sísmica

(1) El procedimiento del proyecto de una adecuación sísmica debe incluir los siguientes pasos:

- a) Proyecto conceptual.
- b) Análisis.
- c) Verificaciones.

(2) El proyecto conceptual debe abarcar lo siguiente:

- i) Selección de técnicas y/o materiales, así como el tipo y configuración de la intervención.
- ii) Estimación preliminar de las dimensiones de los elementos estructurales adicionales.
- iii) Estimación preliminar de la rigidez modificada de los elementos objeto de adecuación sísmica.

(3) Se deben emplear los métodos de análisis de la estructura especificados en el apartado **4.4**, teniendo en cuenta las características modificadas del edificio.

(4) Las verificaciones de seguridad se deben llevar a cabo en general de acuerdo con el apartado **4.5**, tanto para los elementos estructurales existentes como para los modificados y los nuevos. Para los materiales existentes, se deben emplear en la verificación de seguridad los valores medios de los ensayos *in situ* y las fuentes adicionales de información, modificados por el coeficiente de confianza CF, según se especifica en el apartado **3.5**. Sin embargo, para materiales nuevos o añadidos se deben emplear las propiedades nominales sin modificar por el coeficiente de confianza CF.

NOTA En los correspondientes apéndices A, B o C relacionados con los materiales se puede encontrar información sobre las capacidades de los elementos estructurales existentes y nuevos.

(5) En los casos en los que se pueda hacer que el sistema estructural (incluyendo tanto los elementos estructurales existentes como los nuevos) cumpla con los requisitos del Anejo 1, las verificaciones podrán llevarse a cabo de acuerdo con las disposiciones de dicho anejo.

Apéndice A

Recomendaciones para las estructuras de hormigón armado

A.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Este apéndice contiene información específica para la evaluación sismorresistente de edificios de hormigón armado en su estado actual, y para su adecuación sísmica, cuando sea necesaria.

A.2 Identificación de la geometría, de los detalles constructivos y de los materiales

A.2.1 Generalidades

(1) Se deberían examinar cuidadosamente los siguientes aspectos:

- i. La condición física de los elementos de hormigón armado y la presencia de cualquier degradación debida a la carbonatación, corrosión del acero, etc.
- ii. La continuidad de las trayectorias de las cargas entre los elementos resistentes a las cargas laterales.

A.2.2 Geometría

(1) Los datos recogidos deberían incluir los siguientes elementos:

- i. Identificación de los sistemas resistentes de las cargas laterales en ambas direcciones.
- ii. Orientación de los forjados unidireccionales.
- iii. Canto y anchura de las vigas, pilares y muros.
- iv. Anchura de las alas de las vigas en T.
- v. Posibles excentricidades entre los ejes de vigas y pilares en las uniones.

A.2.3 Detalles constructivos

(1) Los datos recopilados deberían incluir los siguientes elementos:

- i. Cuantía de armadura longitudinal en vigas, pilares y muros.
- ii. Cuantía y despiece de la armadura de confinamiento en zonas críticas y en uniones viga-pilar.
- iii. Cuantía de armadura en los forjados que incrementa la resistencia a flexión negativa de las vigas en T.
- iv. Longitudes de asiento y condiciones de apoyo de los elementos horizontales.
- v. Espesor del recubrimiento de hormigón.

vi Empalmes por solape de armaduras longitudinales.

A.2.4 Materiales

(1) Los datos recogidos deberían incluir los siguientes elementos:

- i. Resistencia del hormigón.
- ii. Límite elástico, resistencia última y deformación última del acero.

A.3 Modelos de capacidad para la evaluación

A.3.1 Introducción

- (1) Las disposiciones de este apartado se aplican tanto a los elementos sísmicos primarios como a los secundarios.
- (2) Clasificación de los componentes/mecanismos:
 - i. “dúctiles”: vigas, pilares y muros sometidos a flexión simple o compuesta;
 - ii. “frágiles”: mecanismos de cortante de vigas, pilares, muros y uniones.

A.3.2 Vigas, pilares y muros sometidos a flexión simple o compuesta

A.3.2.1 Introducción

(1) La capacidad de deformación de las vigas, pilares y muros, que se verifica de acuerdo con los puntos (2) de los apartados 2.2.2, 2.2.3 y 2.2.4, se define en términos de rotación de cuerda θ , es decir, del ángulo entre la tangente al eje en el extremo plastificado y la cuerda que conecta ese extremo con el extremo de la luz de cortante ($L_v = M/V = \text{momento/esfuerzo cortante en la sección extrema}$), es decir, con el punto de inflexión de la deformada. La rotación de cuerda es también igual a la razón del desplazamiento relativo del elemento, es decir, a la flecha en el extremo de la luz de cortante respecto a la tangente al eje en el extremo plastificado, dividida por la luz de cortante.

A.3.2.2 Estado límite de proximidad al colapso (NC)

(1) El valor de la capacidad total (la parte elástica más la inelástica) de rotación de cuerda en agotamiento, θ_u , de los elementos de hormigón bajo la acción de cargas cíclicas puede calcularse a partir de la siguiente expresión:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max.(0,01; \omega')}{\max.(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\min. \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} \left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)^{1,25} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (A.1)$$

donde

γ_{e1} es igual a 1,5 para elementos sísmicos primarios y a 1,0 para los elementos sísmicos secundarios (según se define en el punto **(6)** del apartado **2.2.1**);

h es la altura de la sección transversal;

L_v = M/V es la relación momento/esfuerzo cortante en la sección extrema;

v = N/bhf_c (b anchura del bloque comprimido, N esfuerzo axial positivo en compresión);

ω, ω' es la cuantía mecánica de las armaduras longitudinales de tracción (incluidas las armaduras del alma) y de compresión, respectivamente;

f_c y f_{yw} son la resistencia a compresión del hormigón (en MPa) y el límite elástico de los estribos (en MPa), respectivamente, obtenidos directamente como valores medios a partir de los ensayos *in situ*, y de fuentes de información adicionales, divididos por los coeficientes de confianza adecuados, según se definen en el punto **(1)** del apartado **3.5** y en la tabla 3.1, teniendo en cuenta el nivel de conocimiento alcanzado;

$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$ = es la cuantía de armadura transversal paralela a la dirección x de carga (s_h = separación entre estribos);

ρ_d es la cuantía de armadura diagonal (si la hubiera) en cada dirección diagonal;

α es el coeficiente de efectividad del confinamiento, que puede tomarse igual a:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right) \quad (A.2)$$

donde

b_o y h_o son las dimensiones del núcleo de hormigón confinado ;

b_i es la distancia entre los ejes de las armaduras longitudinales (con índice i) coaccionadas lateralmente de forma eficaz en el perímetro de la sección transversal (por medio de una esquina de estribo o mediante un atado transversal).

En muros, el valor dado por la expresión (A.1) se multiplica por 0,58.

Si se emplea acero de ductilidad reducida estirado en frío la capacidad total de rotación de cuerda citada anteriormente se divide por 1,6.

(2) El valor de la parte plástica de la capacidad de rotación de cuerda de los elementos de hormigón bajo carga cíclica puede calcularse a partir de la siguiente expresión:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 \cdot (0,25)^{\gamma_{el}} \left[\frac{\max.(0,01; \omega^{\eta})}{\max.(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left[\min. \left(9; \frac{L_V}{h} \right) \right]^{0,35} \cdot 25^{\left| \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right|} (1,275^{100 \rho_d}) \quad (A.3)$$

donde la rotación de cuerda en el límite elástico, θ_y , debería calcularse de acuerdo con el apartado **A.3.2.4**, γ_{el} es igual a 1,8 para los elementos sísmicos primarios y a 1,0 para los secundarios, y el resto de variables se define como en la expresión (A.1).

En los muros, el valor dado por la expresión (A.3) se multiplica por 0,6.

Si se emplea acero de ductilidad reducida conformado en frío, la parte plástica de la capacidad de rotación de cuerda se divide por 2.

(3) En elementos sin detalles constructivos sismorresistentes, los valores dados por las expresiones (A.1) y (A.3) se dividen entre 1,2.

(4) Los puntos (1) y (2) se aplican a los elementos con armaduras longitudinales corrugadas (alta adherencia) sin solape en las proximidades de la zona extrema donde se espera la plastificación. Si las armaduras longitudinales corrugadas tienen extremos rectos solapados que empiezan en la sección extrema del elemento –como suele ocurrir en pilares y muros con empalme por solapes que empiezan a nivel del forjado– las expresiones (A.1) y (A.3) deberían aplicarse con el valor de la cuantía de las armaduras de compresión, ω' , del doble de valor aplicado fuera del empalme por solape. Aún más, si la longitud del solape l_o es menor que $l_{ou,min}$, el valor de la parte plástica de la capacidad de rotación de cuerda dado en el punto (2) debería multiplicarse por $l_o/l_{ou,min}$, mientras que el valor de la rotación de cuerda en el límite elástico, θ_y , añadido al anterior para obtener la capacidad total de rotación de cuerda, debería tener en cuenta el efecto del solape de acuerdo con el punto (3) del apartado **A.3.2.4**. El valor de $l_{ou,min}$ es $l_{ou,min} = d_{bL} f_{yL} / [(1,05 + 14,5 \alpha_1 \rho_{sx} f_{yw} / f_c) \sqrt{f_c}]$,

donde

d_{bL} es el diámetro de las armaduras solapadas;

f_{yL} es el valor medio del límite elástico de las armaduras solapadas (en MPa) a partir de ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales, multiplicado por el coeficiente de confianza correspondiente, según se define en el apartado **3.5** y en la tabla 3.1, teniendo en cuenta el nivel de conocimiento alcanzado (véase el punto (2) del apartado **3.5**);

f_c, f_{yw} y ρ_{sx} según se define en el punto (1), y

$\alpha_1 = (1 - s_h / (2b_o))(1 - s_h / (2h_o)) n_{restr} / n_{tot}$, con

- n_{restr} : número de armaduras longitudinales solapadas coaccionadas lateralmente de forma eficaz por medio de una esquina de estribo o por un atado transversal; y
- n_{tot} número total de armaduras longitudinales solapadas en el perímetro de la sección transversal.

(5) En elementos con armaduras longitudinales lisas sin solape en las proximidades de la zona extrema donde se espera la plastificación, la capacidad total de rotación de cuerda puede tomarse igual al valor calculado de acuerdo con el punto (1) multiplicado por 0,8, mientras que la parte plástica de la capacidad de rotación de cuerda puede tomarse igual al valor calculado de acuerdo con el punto (2) multiplicado por 0,75 (estos factores incluyen el coeficiente de reducción 1,2 del punto (3) para tener en cuenta la falta de detalles constructivos para la resistencia a los terremotos). Si las armaduras longitudinales se solapan comenzando en la sección extrema del elemento y en sus extremos se ponen ganchos normalizados y una longitud de solape l_o de al menos $15 d_{bL}$, la capacidad de rotación de cuerda del elemento puede calcularse de la forma siguiente:

- En las expresiones (A.1) y (A.3) la luz de cortante L_v (relación M/V – momento/esfuerzo cortante – en la sección extrema) se reduce por la longitud de solape l_o , cuando la condición última esté controlada por la zona justo después del final del solape.
- La capacidad total de rotación de cuerda puede tomarse igual al valor calculado de acuerdo con el punto (1) y (3) multiplicado por $0,019 (10 + \min(40, l_o/d_{bL}))$, mientras que la parte plástica de la capacidad de rotación de cuerda puede tomarse igual a la calculada de acuerdo con el punto (2) y (3) multiplicada por $0,019 \min(40, l_o/d_{bL})$.

(6) Para la evaluación de la capacidad de rotación de cuerda última se puede emplear una expresión alternativa:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right) \quad (A.4)$$

donde

θ_y es la rotación de cuerda en el límite elástico definida según las expresiones (A.10) y A.11);

φ_u es la curvatura última en la sección extrema;

φ_y es la curvatura en el límite elástico en la sección extrema.

El valor de la longitud L_{pl} de la rótula plástica depende de cómo se tiene en cuenta en el cálculo de la curvatura última de la sección extrema φ_u , la mejora de la resistencia y de la capacidad de deformación del hormigón debida al confinamiento.

(7) Si la curvatura última de la sección extrema φ_u , bajo carga cíclica, se calcula con:

(a) la deformación unitaria última de la armadura longitudinal, ε_{su} , tomada como:

- 5 % para acero de tipo S (conforme con el valor dado en el artículo 34 del Código Estructural para el alargamiento total bajo carga máxima, $\varepsilon_{m\acute{a}x}$),
- 6 % para acero de tipo SD, y

(b) el modelo de confinamiento definido en el apartado 3.1.9 del Anejo 19 del Código Estructural, con tensión lateral efectiva de confinamiento σ_2 tomada igual a $\alpha \rho_{sx} f_{yw}$, donde $\rho_{sx} f_{yw}$ y α se han definido en el punto (1),

entonces, para los elementos con detalles constructivos sismorresistentes y sin solape de armaduras longitudinales en la proximidad de la sección donde se espera la deformación plástica, se puede calcular L_{pl} a partir de la siguiente expresión:

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y \text{ (MPa)}}{\sqrt{f_c \text{ (MPa)}}} \quad (\text{A.5})$$

donde h es la altura del elemento y d_{bL} es el diámetro (medio) de la armadura de tracción.

(8) Si la curvatura última de la sección extrema, ϕ_u , bajo carga cíclica se calcula con:

- (a) la deformación unitaria última de la armadura longitudinal, ε_{su} , tomada como en el punto (7)(a); y
- (b) un modelo de confinamiento que representa, mejor que el modelo del apartado 3.1.9 del Anejo 19 del Código Estructural, la mejora de ϕ_u , debida al confinamiento bajo carga cíclica, a saber, un modelo en el cual:
 - la resistencia del hormigón confinado se evalúa a partir de:

$$f_{cc} = f_c \left[1 + 3,7 \left(\frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_c} \right)^{0,86} \right] \quad (\text{A.6})$$

- la deformación unitaria correspondiente a la resistencia f_{cc} se toma para aumentar el valor ε_{c2} de la deformación del hormigón sin confinar como:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c2} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (\text{A.7})$$

- y la deformación última de la fibra extrema de la zona de compresión se toma igual a:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_{cc}} \quad (\text{A.8})$$

Donde

α, f_{yw} y ρ_{sx} se definen en los puntos (1) y (7) y f_{cc} es la resistencia del hormigón confinado,

entonces para los elementos con detalles constructivos sismorresistentes y sin solape de las armaduras longitudinales cerca de la sección donde se espera la plastificación, L_{pl} puede calcularse a partir de la siguiente expresión:

$$L_{pl} = \frac{L_V}{30} + 0,2h + 0,11 \frac{d_{bL} f_y \text{ (MPa)}}{\sqrt{f_c \text{ (MPa)}}} \quad (\text{A.9})$$

(9) Si se adopta el modelo de confinamiento del apartado **3.1.9** del Anejo 19 del Código Estructural en el cálculo de la curvatura última de la sección extrema, ϕ_u , y el valor de L_{pl} de la expresión (A.5) se usa en la expresión (A.4), entonces el coeficiente γ_{el} ahí definido puede tomarse igual a 2 para los elementos sísmicos primarios y a 1,0 para los elementos sísmicos secundarios. Si en cambio se utiliza junto con la expresión (A.9), el modelo de confinamiento dado por las expresiones (A.6) a (A.8), entonces, el valor del coeficiente γ_{el} puede tomarse igual a 1,7 para los elementos sísmicos primarios y a 1,0 para los elementos sísmicos secundarios.

NOTA Los valores de la capacidad total de rotación de cuerda, calculados de acuerdo con los puntos (1) y (2) anteriores (teniendo en cuenta los puntos (3) a (5)) son normalmente muy similares. La expresión (A.1) es más conveniente cuando los cálculos y las demandas se basan en rotaciones totales de cuerda, mientras que la expresión (A.3) es más apropiada para aquellos casos en que los cálculos y las demandas se basan en la parte plástica de las rotaciones de cuerda; además, el punto (4) da la capacidad de rotación de cuerda de elementos con armaduras longitudinales corrugadas y extremos rectos solapados que empiezan en la sección extrema sólo en los términos de la expresión (A.3). La expresión (A.4) con $\gamma_{el} = 1$ da valores bastante parecidos a los obtenidos cuando se usan con el punto (7) u (8), pero las diferencias respecto a las predicciones de los puntos (1) o (2) son mayores. La dispersión de los resultados de ensayo respecto a los de la expresión (A.4) para $\gamma_{el} = 1$ utilizada con el punto (8) es menos importante que cuando se usa con el punto (7). Esto se ve reflejado en los distintos valores de γ_{el} especificados en los puntos (1), (2) y (9), para los elementos sísmicos primarios, ya que γ_{el} tiene como fin convertir los valores medios en valores medios menos una desviación típica. Finalmente, en los puntos (3) a (5) se especifican, sólo en conexión con las expresiones (A.1) y (A.3), los efectos de la falta de detalles constructivos sismorresistentes y del empalme por solape en la zona de rótula plástica.

(10) Los muros existentes conformes con la definición de “muros de grandes dimensiones ligeramente armados” del Anejo 1, se pueden verificar de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural.

A.3.2.3 Estado límite de daños significativos (SD)

(1) Se puede suponer que la capacidad de rotación de cuerda correspondiente a daños significativos θ_{SD} es igual a $\frac{3}{4}$ de la rotación última de cuerda θ_u dada en el apartado A.3.2.2.

A.3.2.4 Estado límite de limitación de daños (DL)

(1) La capacidad para este estado límite empleada en las verificaciones es el momento flector en plastificación con el valor de cálculo de la carga axil.

(2) En el caso en que la verificación se haga en términos de deformaciones, la capacidad correspondiente viene dada por la rotación de cuerda en el límite elástico θ_y , evaluada de la siguiente manera:

Para vigas y pilares:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_{vz}}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (A.10a)$$

Para muros de sección rectangular, muros de sección en T o muros con elementos de contorno de espesor ligeramente superior al del alma:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0013 + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (\text{A.11a})$$

o de las expresiones alternativas (y equivalentes) para vigas y pilares:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \phi_y \frac{d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\text{A.10b})$$

y para muros de sección rectangular, muros de sección en T o muros con elementos de contorno de espesor ligeramente superior al del alma:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0013 + \phi_y \frac{d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\text{A.11b})$$

Donde

- ϕ_y curvatura en el límite elástico de la sección extrema,
- $a_v z$ decalaje del diagrama de momentos flectores (véase en el punto **(2)** del apartado **9.2.1.3** del Anejo 19 del Código Estructural), con
 - z longitud del brazo mecánico interno, tomado igual a $d - d'$ en vigas, pilares, muros de sección en T y muros con elementos de contorno de espesor ligeramente superior al del alma, o a $0,8 h$ en muros con sección rectangular;
 - $a_v = 1$ si se espera que la fisuración por cortante vaya a preceder a una plastificación por flexión en la sección extrema (es decir, cuando el momento flector en plastificación en la sección final, M_y , supere al producto de L_v por la resistencia a cortante del elemento considerado sin armadura de cortante, V_{Rc} , tomado de acuerdo con el punto **(1)** del apartado **6.2.2** del Anejo 19 del Código Estructural); en otro caso (es decir, si $M_y < L_v V_{Rc}$) $a_v = 0$;
- f_y y f_c límite elástico del acero y resistencia del hormigón, respectivamente, según se define en la expresión (A.1), ambos en MPa;
- ε_y igual a f_y/E_s ;
- d y d' profundidades de las armaduras de tracción y de compresión respectivamente; y
- d_{bL} diámetro (medio) de las armaduras de tracción.

El primer término en las expresiones (A.10) y (A.11) tiene en cuenta la contribución de la flexión, el segundo término representa la contribución de la deformación por cortante y el tercero el deslizamiento del anclaje de las armaduras.

NOTA Los dos conjuntos alternativos de expresiones: (A.10a) y (A.11a) por un lado, y (A.10b) y (A.11b) por otro, son prácticamente equivalentes. Las expresiones: (A.10a) y (A.11a) son más racionales, pero las expresiones (A.10b) y (A.11b) son más prácticas y su uso puede ser en general más conveniente, ya que el cálculo de ϕ_y puede ser difícil y propenso a errores.

(3) Los puntos **(1)** y **(2)** se aplican a los elementos con armaduras longitudinales sin solape en la

proximidad de la región extrema donde se espera la deformación plástica. Si las armaduras longitudinales son corrugadas con extremos rectos solapados empezando en la sección extrema del elemento (como en el caso de pilares y muros con empalme por solape empezando a nivel de forjado), el momento flector en plastificación M_y y la curvatura en el límite elástico ϕ_y en las expresiones (A.10) y (A.11) deberían calcularse con una cuantía de armadura de compresión igual al doble de la utilizada fuera del empalme por solape. Si la longitud del solape recto l_o es menor que $l_{oy,min} = 0,3 d_{bl} f_{yL} / \sqrt{f_c}$, donde d_{bl} es el diámetro de las armaduras solapadas, f_{yL} (en MPa) es el valor medio del límite elástico del acero de las armaduras solapadas obtenido de ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales, multiplicado por el coeficiente de confianza, según se define en el apartado 3.5 y en la tabla 3.1, teniendo en cuenta el nivel de conocimiento alcanzado (véase el punto (2) del apartado 3.5) y f_c (en MPa) es como se define en la expresión (A.1):

- M_y y ϕ_y deberían calcularse con el límite elástico, f_y , multiplicado por $l_o / l_{oy,min}$;
- la deformación unitaria en el límite elástico, ε_y , en el último término de las expresiones (A.10a) y (A.11a) debería multiplicarse por $l_o / l_{oy,min}$;
- el segundo término en las expresiones (A.10) y (A.11) debería multiplicarse por la relación entre el valor del momento flector en plastificación M_y , modificado para tener en cuenta el empalme por solape, y el momento flector en plastificación fuera de dicho empalme por solape;
- con el fin de determinar si el término $\alpha_v z$ contribuye o no al primer término en las expresiones (A.10) y (A.11) con $\alpha_v = 1$, se compara el producto $L_v V_{R,c}$ con el momento flector en plastificación M_y modificado para tener en cuenta el efecto del solape.

(4) Se puede considerar que los puntos (1) y (2) se aplican también a los elementos con armaduras longitudinales lisas, aun cuando sus extremos, terminados en ganchos normalizados, estén solapados en la sección extrema del elemento (como en pilares y muros con empalme por solape que empieza a nivel de forjado), siempre que la longitud de solape l_o sea al menos igual a $15d_{bl}$.

(5) Si la verificación se realiza en términos de deformaciones, las demandas de las deformaciones deberían obtenerse de un análisis del modelo estructural en el que la rigidez de cada elemento se tome igual al valor medio de $M_y L_y / 3\theta_y$, en los dos extremos del elemento. En este cálculo, la luz de cortante en la sección extrema, L_v , puede tomarse igual a la mitad de la longitud del elemento.

A.3.3 Vigas, pilares y muros: esfuerzo cortante

A.3.3.1 Estado límite de proximidad al colapso (NC)

(1) La resistencia a cortante cíclico, V_R , disminuye con la parte plástica de la demanda de ductilidad, expresada en términos de coeficiente de ductilidad de la flecha transversal de la luz de cortante o de la rotación de cuerda en el extremo del elemento: $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$. A estos efectos μ_{Δ}^{pl} puede calcularse como la relación entre la parte plástica de la rotación de cuerda, θ , y la rotación de cuerda en el límite elástico, θ_y , calculada de acuerdo con los puntos (2) a (4) del apartado A.3.2.4.

La siguiente expresión puede usarse para la resistencia a cortante, controlada por los estribos, teniendo en cuenta la reducción citada anteriormente (unidades: MN y metros):

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min.(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min.(5; \mu_d^{pl}) \right) \cdot \left[0,16 \max.(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min.\left(5; \frac{L_V}{h} \right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (A.12)$$

donde

- γ_{el} es igual a 1,5 para elementos sísmicos primarios y 1,0 para elementos sísmicos secundarios (según se define en el punto **(6)** del apartado **2.2.1**);
- h es el canto de la sección transversal (igual al diámetro D en secciones circulares);
- x es la profundidad del bloque comprimido;
- N es la fuerza de compresión axial (positiva si es de compresión e igual a cero si es de tracción);
- $L_V = M/V$ es la relación entre el momento flector y el esfuerzo cortante en la sección extrema;
- A_c es el área de la sección transversal, tomada igual a $b_w d$ para una sección transversal con un alma rectangular de anchura b_w y canto útil d , o igual a $\pi D_c^2/4$ (donde $D_c = D - 2c - 2d_{bw}$, es el diámetro del núcleo de hormigón dentro de las armaduras de confinamiento, con D y c definidas en el punto b) siguiente y d_{bw} es el diámetro de la armadura transversal) para secciones circulares;
- f_c es la resistencia a compresión del hormigón, definida por la expresión (A.1); para elementos sísmicos primarios f_c debería además dividirse por el coeficiente parcial del hormigón de acuerdo con el apartado **5.2.4** del Anejo 1;
- ρ_{tot} es la cuantía total de las armaduras longitudinales;
- V_w es la contribución de la armadura transversal a la resistencia a cortante, tomada igual a:

a) Para las secciones transversales con alma rectangular de anchura (espesor) b_w :

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (A.13)$$

donde

- ρ_w es la cuantía de las armaduras transversales;
- z es la longitud del brazo mecánico interno, según se especifica en el punto **(2)** del apartado **A.3.2.4**; y
- f_{yw} es el límite elástico de las armaduras transversales definido por la expresión (A.1); para los elementos sísmicos primarios, f_{yw} debería además dividirse por el coeficiente parcial para el acero de acuerdo con el apartado **5.2.4** del Anejo 1;

b) para las secciones transversales circulares:

$$V_w = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} (D - 2c) \quad (A.14)$$

donde

- D es el diámetro de la sección;
- A_{sw} es el área de la sección transversal de un estribo circular;
- s es la separación entre los ejes de los estribos;
- f_{yw} es como se define en el punto (a) anterior; y
- c es el recubrimiento de hormigón.

(2) La resistencia a cortante de un muro de hormigón, V_R , no puede tomarse mayor que el valor correspondiente al agotamiento de la resistencia a compresión del alma, $V_{R,máx.}$, que bajo carga cíclica puede calcularse a partir de la siguiente expresión (unidades: MN y metros):

$$V_{R,máx.} = \frac{0,85 \left(1 - 0,06 \min. \left(5; \mu_{\Delta}^{pl} \right) \right)}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,8 \min. \left(0,15; \frac{N}{A_c f_c} \right) \right) \left(1 + 0,25 \max. \left(1,75; 100 \rho_{tot} \right) \right) \left(1 - 0,2 \min. \left(2; \frac{L_v}{h} \right) \right) \sqrt{f_c} b_w z \quad (A.15)$$

donde $\gamma_{el} = 1,15$ para elementos sísmicos primarios y 1,0 para los secundarios; f_c está en MPa, b_w y z están en metros y $V_{R,máx.}$ en MN y el resto de variables se definen en el punto (1).

La resistencia a cortante bajo carga cíclica controlada por el agotamiento de la resistencia a compresión del alma previo a la plastificación por flexión se obtiene de la expresión (A.15) para $\mu_{\Delta}^{pl} = 0$.

(3) Si en un pilar de hormigón la esbeltez a cortante L_v/h , en la sección extrema con el valor máximo de los dos momentos en los extremos, es menor o igual a 2,0, su resistencia a cortante, V_R , no debería tomarse mayor que el valor que corresponde al agotamiento de la resistencia a compresión del alma a lo largo de la diagonal del pilar después de la plastificación por flexión, $V_{R,máx.}$, que, bajo cargas cíclicas, puede calcularse a partir de la expresión siguiente (unidades: MN y metros):

$$V_{R,máx.} = \frac{4/7 \left(1 - 0,02 \min. \left(5; \mu_{\Delta}^{pl} \right) \right)}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c} \right) \left(1 + 0,45 (100 \rho_{tot}) \right) \sqrt{\min. (40; f_c)} b_w z \sin 2\delta \quad (A.16)$$

donde

δ es el ángulo entre la diagonal y el eje del pilar ($\tan \delta = h/2L_v$);

y todas las demás variables se definen en el punto (3).

(4) El valor mínimo de la resistencia a cortante, calculado de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural o mediante las expresiones (A.12) a (A.16), debería usarse en la evaluación.

(5) En los cálculos deberían utilizarse las propiedades medias de los materiales determinadas a partir de ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales.

(6) Para los elementos sísmicos primarios, las resistencias medias del material, además de dividirse por los coeficientes de confianza adecuados basados en el nivel de conocimiento, deberían dividirse también por los coeficientes parciales de los materiales de acuerdo con el apartado 5.2.4 del Anejo 1.

A.3.3.2 Estado límite de daños significativos (SD) y de limitación de daños (DL)

(1) La verificación respecto a la superación de estos dos estados límite no es necesaria, a no ser que estos dos estados límite sean los únicos que haya que comprobar. En ese caso se aplica el apartado A.3.3.1.

A.3.4 Uniones viga pilar

A.3.4.1 Estado límite de proximidad al colapso (NC)

(1) La demanda a cortante en las uniones se evalúa de acuerdo con el apartado 5.5.2.3 del Anejo 1.

(2) La capacidad a cortante de las uniones se evalúa de acuerdo con el apartado 5.5.3.3 del Anejo 1.

(3) Los puntos (5) y (6) del apartado A.3.3.1 se aplican a las uniones de elementos sísmicos primarios con otros elementos.

A.3.4.2 Estado límite de daños significativos (SD) y de limitación de daños (DL)

(1) La verificación de la superación de estos dos estados límite no es necesaria, a no ser que estos dos estados límite sean los únicos a comprobar. En ese caso se aplica el apartado A.3.4.1.

A.4 Modelos de capacidad para el refuerzo

A.4.1 Generalidades

(1) Las reglas relativas a la resistencia y las capacidades de deformación del elemento dadas en los siguientes apartados para los elementos reforzados, se refieren a las capacidades en el estado límite de proximidad al colapso de los apartados A.3.3.2 y A.3.3.1 antes de la aplicación del coeficiente global γ_{el} . Los coeficientes γ_{el} especificados en los apartados A.3.3.2 y A.3.3.1 deberían aplicarse sobre la resistencia y las capacidades de deformación del elemento objeto de adecuación sísmica, determinadas de acuerdo con los siguientes apartados.

(2) Los coeficientes parciales para el acero y el hormigón nuevos empleados en la adecuación sísmica se indican en el apartado 5.2.4 del Anejo 1 y, para el acero estructural nuevo empleado para la adecuación sísmica, se indican en el punto (1) del apartado 6.1.3 del Anejo 1.

A.4.2 Camisa de hormigón

A.4.2.1 Introducción

(1) Las camisas de hormigón se aplican a pilares y muros para conseguir alguno de los siguientes objetivos:

- aumentar la capacidad portante;
- aumentar la resistencia a flexión y/o a cortante;
- aumentar la capacidad de deformación;
- mejorar la resistencia de los empalmes por solape deficientes.

(2) El espesor de las camisas debería permitir la colocación tanto de armaduras longitudinales como de armaduras transversales con un recubrimiento adecuado.

(3) Cuando las camisas tienen como fin el aumento de la resistencia a flexión, las armaduras longitudinales deberían continuar en la planta adyacente a través de agujeros que atravesasen el forjado mientras que, a través de agujeros horizontales hechos en las vigas, se deberían colocar tirantes horizontales en el nudo. Estos tirantes pueden omitirse en el caso de nudos interiores totalmente confinados.

(4) Cuando sólo se consideren los aumentos de la resistencia a cortante y de la capacidad de deformación, junto con una posible mejora del empalme por solape, las camisas deberían terminarse (tanto el hormigón como la armadura) dejando un espacio con relación al forjado de unos 10 mm.

A.4.2.2 Mejora de la resistencia, de la rigidez y de la capacidad de deformación

(1) En la evaluación de la resistencia y las capacidades de deformación de elementos encamisados, se pueden hacer las siguientes hipótesis simplificadoras:

- el elemento encamisado se comporta monolíticamente, con acción mixta completa entre el hormigón viejo y el nuevo;
- no se tiene en cuenta el hecho de que la carga axil se aplica originalmente sólo sobre el pilar antiguo y se supone que la carga axil completa actúa sobre el elemento encamisado;
- se supone que las propiedades del hormigón de la camisa se aplican a toda la sección del elemento.

(2) Se puede suponer que se mantienen las siguientes relaciones entre los valores de V_R , M_y , θ_y y θ_u calculados bajo las consideraciones expuestas anteriormente y los valores V_R^* , M_y^* , θ_y^* y θ_u^* a adoptar en las verificaciones de la capacidad:

- Para V_R^* :

$$V_R^* = 0,9 V_R \quad (A.17)$$

- Para M_y^* :

$$M_y^* = M_y \quad (\text{A.18})$$

- Para θ_y^* :

$$\theta_y^* = 1,05 \theta_y \quad (\text{A.19a})$$

- Para θ_u^* :

$$\theta_u^* = \theta_u \quad (\text{A.20})$$

(3) Los valores de M_y^* , θ_y^* y θ_u^* del elemento encamisado, a comparar con la demanda en las verificaciones de seguridad, deberían calcularse en función de: (a) el valor medio de la resistencia del acero existente obtenido directamente a partir de ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales, dividido por el coeficiente de confianza apropiado del apartado 3.5, teniendo en cuenta el nivel de conocimiento alcanzado; y (b) la resistencia nominal del hormigón añadido y de la armadura añadida.

(4) El valor de V_R^* del elemento encamisado, a comparar con las demandas en verificaciones de seguridad, debería calcularse en función de: (a) el valor medio de la resistencia del acero existente obtenido directamente a partir de ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales, dividido por el coeficiente de confianza adecuada del apartado 3.5, teniendo en cuenta el nivel de conocimiento alcanzado; y (b) la resistencia nominal del hormigón añadido y de la armadura añadida. En elementos sísmicos primarios el valor medio de la resistencia del acero existente y la resistencia nominal de los materiales añadidos deberían dividirse por los coeficientes parciales del acero y del hormigón de acuerdo con el apartado 5.2.4 del Anejo 1.

(5) El valor de M_y^* de los elementos encamisados en los que los efectos de las acciones se ejercen sobre componentes/mecanismos frágiles, para su utilización en el punto (1)(b) del apartado 4.5.1, debería calcularse en función de: (a) el valor medio de la resistencia del acero existente obtenido directamente de ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales, multiplicado por el coeficiente de confianza apropiado del apartado 3.5, según el nivel de conocimiento alcanzado; y (b) la resistencia nominal del hormigón añadido y de la armadura añadida (véase el punto (2) del apartado 3.5).

A.4.3 Camisa de acero

A.4.3.1 Introducción

(1) Las camisas de acero se aplican principalmente a pilares con objeto de: aumentar la resistencia a cortante y mejorar la resistencia de los empalmes por solape deficientes. También pueden considerarse para aumentar la ductilidad por el confinamiento que aportan.

(2) Las camisas de acero alrededor de pilares rectangulares normalmente están formadas por cuatro angulares a los que se sueldan placas de acero continuas o pletinas de acero horizontales más gruesas (presillas). Los angulares pueden estar pegados al hormigón mediante resinas epoxi o bien disponerse simplemente en contacto con el pilar a lo largo de toda la altura sin dejar holguras. Las presillas pueden precalentarse antes de soldar, de forma que proporcionen después un cierto confinamiento positivo al pilar.

A.4.3.2 Resistencia a cortante

(1) Se puede suponer que la contribución de la camisa a la resistencia a cortante se añade a la resistencia existente, siempre que la camisa de acero permanezca dentro del rango elástico. Esta condición es necesaria para que la camisa pueda controlar la abertura de las fisuras internas y para asegurar la integridad del hormigón, permitiendo así que el mecanismo de resistencia a cortante original continúe funcionando.

(2) Si sólo se utiliza el 50% del límite elástico del acero de la camisa, la expresión del esfuerzo cortante adicional V_j soportado por la camisa es:

$$V_j = 0,5 h \frac{2t_j b}{s} f_{y,j,d} (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta \quad (\text{A.21})$$

donde

- h es el canto de la sección transversal;
- t_j es el espesor de las presillas de acero o, en su caso, de las placas de acero continuas;
- b es la anchura de las presillas;
- s es la separación entre presillas ($b/s = 1$, en caso de planchas de acero continuas);
- θ es el ángulo de inclinación de las bielas;
- β es el ángulo entre los ejes de las presillas y el eje del elemento ($\beta = 90^\circ$ en caso de placas de acero continuas); y
- $f_{y,j,d}$ es el valor de cálculo del límite elástico del acero de la camisa, igual a su resistencia nominal dividida por el coeficiente parcial del acero estructural de acuerdo con el punto (1) del apartado 6.1.3 del Anejo 1.

A.4.3.3 Fijación de los empalmes por solape

(1) Las camisas de acero pueden proporcionar una fijación efectiva en las zonas de empalme por solape, para mejorar la capacidad de deformación cíclica. Para obtener este resultado es necesario:

- que la longitud de la camisa supere en no menos del 50% la longitud de la zona de empalme;
- que la camisa sea presionada contra las caras del pilar por al menos dos filas de pernos en cada lado perpendicular a la dirección de la carga;
- que cuando el empalme tenga lugar en la base del pilar, se debería ubicar una fila de pernos en la parte superior de la zona de empalme y otra a 1/3 de esa zona, empezando por la base.

A.4.4 Chapados y envolturas con polímeros reforzados con fibras (FRP)

A.4.4.1 Introducción

(1) Los usos principales de los FRP (polímeros reforzados con fibras) adheridos externamente empleados para la adecuación sísmica de elementos de hormigón armado existentes son los siguientes:

- Mejora de la capacidad resistente a cortante de pilares y muros, aplicando FRP adherido externamente, con las fibras en la dirección de la armadura de confinamiento.
- Mejora de la ductilidad disponible en los extremos de los elementos, mediante un confinamiento adicional en forma de camisas de FRP, con las fibras orientadas a lo largo del perímetro.
- Prevención del fallo del empalme por solape, mejorando el confinamiento del solape, con las fibras de nuevo a lo largo del perímetro.

(2) El efecto del encamisado y de la envoltura de los elementos sobre la resistencia a flexión en la sección extrema y sobre el valor de la rotación de cuerda en el límite elástico, θ_y , puede despreciarse (θ_y puede calcularse de acuerdo con los puntos (2) a (4) del apartado A.3.2.4, tomando $l_{oy,min.}$ igual a $0,2d_b f_{yL}/\sqrt{f_c}$, en el punto (4) del apartado A.3.2.4).

A.4.4.2 Resistencia a cortante

(1) Es posible mejorar la capacidad resistente a cortante de los elementos frágiles en vigas, pilares o muros de cortante aplicando bandas o láminas de FRP. Éstas se pueden aplicar envolviendo completamente el elemento o pegándolas en los lados y la parte inferior de la viga (bandas o láminas en forma de U), o pegándolas sólo en los lados.

(2) La capacidad resistente total a cortante, controlada por los estribos y el FRP, se evalúa como la suma de una contribución del elemento de hormigón existente, evaluado de acuerdo con el Anejo 1, y otra contribución, V_f , del FRP.

(3) La capacidad resistente total a cortante no puede tomarse mayor que la máxima resistencia a cortante del elemento de hormigón, $V_{R,max}$, controlada por la compresión diagonal del alma. El valor de $V_{R,max}$ puede calcularse de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural. En el caso de muros de hormigón y de pilares con una esbeltez a cortante, L_v/h , menor o igual que 2, el valor de $V_{R,max}$ es el menor valor de entre el dado por el Anejo 19 del Código Estructural y el valor calculado a partir de los puntos (2) y (3) del apartado A.3.3.1, respectivamente, bajo cargas cíclicas no elásticas.

(4) Para elementos con sección rectangular, la contribución del FRP a la capacidad resistente a cortante puede evaluarse como sigue:

- para una envoltura completa de FRP, o para el caso de bandas o láminas de FRP en forma de U,

$$V_{Rd,f} = 0,9 d \cdot f_{idd,e} \cdot 2 \cdot \tau_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f} \right)^2 \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta \quad (A.22)$$

- en el caso de bandas o láminas pegadas a los lados,

$$V_{Rd,f} = 0,9 d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \cdot \frac{w_f}{s_f} \quad (A.23)$$

donde

d es el canto útil;

θ es el ángulo de inclinación de la biela;

$f_{fdd,e}$ es el valor de cálculo de la resistencia efectiva al despegue del FRP, que depende de la configuración del refuerzo de acuerdo con el punto (5) para envolturas completas de FRP, o con el punto (6) para las envolturas en forma de U de FRP, o con el punto (7) para el pegado de FRP sobre los lados;

t_f es el espesor de la banda, lámina o tejido (sobre un único lado) de FRP;

β es el ángulo entre la dirección (resistente) de la fibra en la banda, lámina o tejido de FRP, y el eje del elemento;

w_f es la anchura de la banda o lámina de FRP, medida ortogonalmente a la dirección (resistente) de las fibras (para láminas: $w_f = \min. (0,9d, h_w) \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta$); y

s_f es la distancia entre bandas de FRP (= w_f para láminas), medidas ortogonalmente a la dirección (resistente) de la fibra.

(5) Para las camisas totalmente envueltas (es decir, cerradas) o adecuadamente ancladas (en la zona de compresión), el valor de cálculo de la resistencia efectiva al despegue del FRP puede tomarse de las expresiones (A.22) y (A.23) como:

$$f_{fdd,e,W} = f_{fdd} \cdot \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{2z} \right] + \frac{1}{2} (f_{fu,W}(R) - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{L_e \sin \beta}{z} \right] \quad (A.24)$$

donde

$z = 0,9 d$ es el brazo mecánico interno,

$k = \left(1 - \frac{2}{\pi} \right)$, y:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{0,6 \frac{E_f f_{ctm} k_b}{t_f}} \quad (\text{unidades en N, mm}) \quad (A.25)$$

es el valor de cálculo de la resistencia al despegue, con:

γ_{fd} coeficiente parcial para el despegue del FRP. Adopta el valor $\gamma_{fd} = 1,5$;

E_f es el módulo de las láminas/placas de FRP;

f_{ctm} es la resistencia media a tracción del hormigón;

$k_b = \sqrt{1,5 \cdot (2 - w_f / s_f) / (1 + w_f / 100 \text{ mm})}$ es el coeficiente de recubrimiento,

en el que:

w_f, s_f, t_f se definen en el punto (4);

$f_{fu,W}(R)$ es la resistencia última de la banda o lámina de FRP alrededor de la esquina con un radio R , dado por:

$$f_{fu,W}(R) = f_{fdd} + \langle \eta_R \cdot f_{fu} - f_{fdd} \rangle \quad (\text{A.26})$$

donde el término entre $\langle \rangle$ debería tenerse en cuenta sólo si es positivo y en el que el coeficiente η_R depende del radio R y la anchura de la viga b_w según:

$$\eta_R = 0,2 + 1,6 \frac{R}{b_w} \quad 0 \leq \frac{R}{b_w} \leq 0,5 \quad (\text{A.27})$$

L_e es la longitud de adherencia efectiva:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{4 \cdot \tau_{m\acute{a}x.}}} \quad (\text{unidades: N, mm}) \quad (\text{A.28})$$

con:

$\tau_{m\acute{a}x.} = 1,8 f_{ctm} k_b$ = tensión de adherencia máxima.

(6) Para camisas en forma de U (es decir, abiertas), el valor de cálculo de la resistencia efectiva al despegue del FRP puede obtenerse de las expresiones (A.22) y (A.23), según:

$$f_{fdd,e,U} = f_{fdd} \cdot \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{z} \right] \quad (\text{A.29})$$

donde todas las variables se definen en el punto (5).

(7) Para las láminas/bandas pegadas a los lados, el valor de cálculo de la resistencia efectiva al despegue del FRP puede obtenerse de las expresiones (A.22) y (A.23), según:

$$f_{fdd,e,S} = f_{fdd} \cdot \frac{z_{rid,eq}}{z} \cdot \left(1 - \sqrt{k \frac{L_{eq}}{z_{rid,eq}}} \right)^2 \quad (A.30)$$

donde

$$z_{rid,eq} = z_{rid} + L_{eq}, \quad z_{rid} = z - L_e \cdot \sin\beta, \quad L_{eq} = \frac{u_1}{\varepsilon_{fdd}} \cdot \sin\beta \quad (A.31)$$

con:

$$\varepsilon_{fdd} = f_{fdd}/E_f, \text{ y}$$

$$u_1 = k_b/3.$$

(8) Para elementos de sección circular con un diámetro D , la contribución del FRP se evalúa con:

$$V_f = 0,5 \cdot A_c \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,ed} \quad (A.32)$$

donde

A_c área de la sección transversal del pilar;

ρ_f igual a $4 t_f/D$, es la cuantía volumétrica del FRP; y

$\varepsilon_{f,ed} = 0,004$.

(9) En el caso de elementos con su región crítica totalmente envuelta con una camisa de FRP en un tramo al menos igual al canto h del elemento, la resistencia cíclica a cortante, V_R , puede considerarse que disminuye con la parte plástica de la demanda de ductilidad a rotación de cuerda en el extremo del elemento: $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$, de acuerdo con la expresión (A.12), añadiendo a V_w (es decir, a la contribución de las armaduras transversales a la resistencia a cortante) la de la camisa de FRP. La contribución de la camisa de FRP a V_w puede calcularse suponiendo que la tensión del FRP alcanza el valor de cálculo de la resistencia última del FRP, $f_{u,fd}$, en las fibras de tracción extremas y se reduce linealmente hasta cero a lo largo del canto útil d :

$$V_{w,f} = 0,5 \rho_f b_w z f_{u,fd} \quad (A.33)$$

donde

ρ_f igual $2t_f/b_w$, es la cuantía geométrica del FRP;

z es la longitud del brazo mecánico interno, tomado igual a d ; y

$f_{u,fd}$ es el valor de cálculo de la resistencia última del FRP, igual a la resistencia última de FRP, $f_{u,f}$, dividida por el coeficiente parcial γ_{fd} del FRP, siendo $\gamma_{fd} = 1,5$.

A.4.4.3 Acción de confinamiento

(1) La mejora de la capacidad de deformación se consigue mediante el confinamiento del hormigón por medio de camisas de FRP. Éstas se aplican alrededor del elemento a reforzar en la región de la rótula plástica potencial.

(2) La magnitud necesaria de la presión de confinamiento depende de la relación $I_{\chi} = \mu_{\phi, \text{tar}} / \mu_{\phi, \text{ava}}$, entre la ductilidad en términos de curvatura objetivo $\mu_{\phi, \text{tar}}$ y la ductilidad en términos de curvatura disponible $\mu_{\phi, \text{ava}}$, y puede evaluarse como:

$$f_l = 0,4 \cdot I_{\chi}^2 \frac{f_c \cdot \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1,5}} \quad (\text{A.34})$$

donde

f_c es la resistencia del hormigón, definida por la expresión (A.1);

ε_{cu} es la deformación unitaria última del hormigón; y

ε_{ju} es la deformación unitaria última adoptada de la camisa de FRP, que es menor que la deformación unitaria última del FRP, ε_{fu} .

(3) En el caso de secciones transversales circulares envueltas en láminas continuas (no en bandas), la presión de confinamiento ejercida por la lámina de FRP es igual a $f_l = 1/2 \rho_f E_f \varepsilon_{ju}$, siendo E_f el módulo de elasticidad del FRP y ρ_f la cuantía geométrica de la camisa de FRP respecto a su espesor: $t_f = \rho_f D/4$, donde D es el diámetro de la camisa alrededor de la sección transversal.

(4) En el caso de secciones rectangulares en las que las esquinas se han redondeado a un radio R para permitir la envoltura de FRP alrededor de ellas (véase la figura A.1), la presión de confinamiento aplicada por la camisa de FRP se evalúa como: $f'_l = k_s f_l$, con $k_s = 2R/D$ y $f_l = 2 E_f \varepsilon_{ju} t_f/D$, donde D es la anchura mayor de la sección.

(5) En el caso de envoltura aplicada mediante bandas con separaciones s_f , la presión de confinamiento aplicada por las bandas de FRP se evalúa como: $f'_l = k_g f_l$, con $k_g = (1 - s_f/2D)^2$.

(6) En el caso de elementos con sección rectangular con las esquinas redondeadas como en la figura A.1, una alternativa a los puntos (2) y (4) es calcular la rotación total de cuerda, o su parte plástica, mediante las expresiones (A.1) o (A.3), respectivamente, añadiendo $\alpha \rho_f f_{f,e} / f_c$ al exponente del término debido al confinamiento (es decir, la potencia de base 25 en el penúltimo término de las expresiones (A.1) y (A.3)), con:

(a) $\rho_f = 2t_f/b_w$, la cuantía de FRP paralela a la dirección de carga;

(b) $f_{f,e}$, tensión efectiva dada por la siguiente expresión:

$$f_{f,e} = \min. \left(f_{u,f}; \varepsilon_{u,f} E_f \right) \left(1 - \min. \left[0,5; 0,7 \min. \left(f_{u,f}; \varepsilon_{u,f} E_f \right) \frac{\rho_f}{f_c} \right] \right) \quad (\text{A.35})$$

donde $f_{u,f}$ y E_f son la resistencia y el módulo de elasticidad del FRP, y $\varepsilon_{u,f}$ una deformación unitaria límite igual a 0,015 para CFRP (polímero reforzado con fibras de carbono) o para AFRP (polímero reforzado con fibras de aramida) y a 0,02 para GFRP (polímeros reforzado con fibras de vidrio); y

(c) α , el coeficiente de efectividad del confinamiento dado por:

$$\alpha = 1 - \frac{(b - 2R)^2 + (h - 2R)^2}{3bh} \quad (\text{A.36})$$

donde R es el radio de la esquina redondeada de la sección, y b, h las dimensiones de la sección (véase la figura A.1).

(7) El punto (6) se aplica a los elementos con armaduras corrugadas (alta adherencia) o armaduras lisas longitudinales, con o sin detalles constructivos antisísmicos, siempre que la zona extrema esté envuelta en FRP hasta una distancia de la misma que sea suficiente para asegurar que el momento de deformación en el límite elástico M_y en la parte sin envolver no se supere antes de que se alcance la resistencia a flexión $\gamma_{Rd}M_y$ en la sección extrema. Para tener en cuenta el aumento de la resistencia a flexión de la sección extrema debido al confinamiento por el FRP, γ_{Rd} debería ser al menos igual a 1,3.

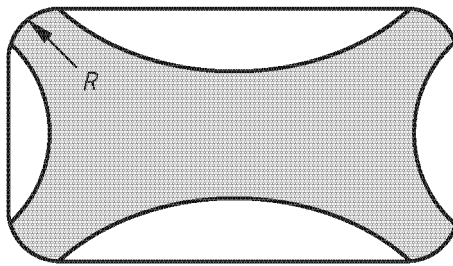


Figura A.1 – Área de confinamiento efectivo en una sección envuelta en FRP

A.4.4.4 Fijación de los empalmes por solape

(1) El deslizamiento de los empalmes por solape puede prevenirse al aplicar una presión lateral σ_1 mediante camisas de FRP. Para pilares circulares, con diámetro D , el espesor necesario puede estimarse como:

$$t_f = \frac{D(\sigma_1 - \sigma_{sw})}{2E_f \cdot 0,001} \quad (\text{A.37})$$

donde σ_{sw} es la tensión de confinamiento debida a los estribos para una deformación de 0,001 ($\sigma_{sw} = 0,001 \rho_w E_s$), o la presión activa del mortero inyectado entre el FRP y el pilar, si lo hubiera, mientras que σ_1 representa la tensión de confinamiento a lo largo del tramo L_s de empalmes por solape, según viene dado por:

$$\sigma_l = \frac{A_s f_{yL}}{\left[\frac{p}{2n} + 2(d_{bL} + c) \right] L_s} \quad (\text{A.38})$$

donde

A_s es el área de cada barra longitudinal empalmada;

f_{yL} es el límite elástico de las armaduras longitudinales de acero, tomado igual al valor medio obtenido a partir de los ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales, adecuadamente multiplicado por el coeficiente de confianza, CF, dado en la tabla 3.1 para el nivel de conocimiento apropiado (véase el punto (5) del apartado 2.2.1);

p es el perímetro, en la sección transversal del pilar, a lo largo del interior de las armaduras longitudinales de acero;

n es el número de armaduras empalmadas a lo largo de p ;

d_{bL} es el (mayor) diámetro de las armaduras longitudinales de acero; y

c es el espesor del recubrimiento de hormigón.

(2) En el caso de pilares rectangulares, las expresiones anteriores pueden utilizarse sustituyendo D por b_w , la anchura de la sección, y reduciendo la efectividad de la camisa de FRP mediante el coeficiente definido en el punto (4) del apartado A.4.4.3.

(3) Para los elementos de sección rectangular con armaduras longitudinales solapadas en un tramo l_0 a partir de la sección extrema del elemento, la aplicación del punto (4) del apartado A.3.2.2 es una alternativa a los puntos (1) y (2) para el cálculo del efecto de la envoltura de FRP a lo largo de un tramo que supere en al menos el 25% la longitud del solape:

a) teniendo en cuenta en la expresión (A.3) el confinamiento debido sólo a las armaduras transversales (la potencia de base 25 en el penúltimo término); y

b) calculando $l_{ou,min.}$ como: $l_{ou,min.} = d_{bL} f_{yL} / [(1,05 + 14,5 \alpha_{1,f} \rho_f f_{i,e} / f_c) \sqrt{f_c}]$ en función sólo de FRP, con $\alpha_{1,f} = \alpha(4/n_{tot})$ y $\rho_f, f_{i,e}, \alpha, n_{tot}$ según se define en el punto (6) del apartado A.4.4.3.

Apéndice B

Recomendaciones para las estructuras de acero y mixtas

B.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Este apéndice contiene información para la evaluación sismorresistente de edificios con estructura de acero y estructura mixta en su estado actual y para su adecuación sísmica, cuando sea necesaria. La adecuación sísmica puede ser local o global.

B.2 Identificación de la geometría, de los detalles constructivos y de los materiales

B.2.1 Generalidades

- (1) Se deberían examinar cuidadosamente los siguientes aspectos:
- i. Las condiciones físicas actuales del metal base y de los materiales del conector, incluyendo la presencia de deformaciones.
 - ii. El estado físico actual de los elementos sísmicos primarios y secundarios, incluyendo la presencia de cualquier degradación.

B.2.2 Geometría

- (1) Los datos recopilados deberían incluir los siguientes puntos:
- i. Identificación de los sistemas resistentes a las fuerzas laterales.
 - ii. Identificación de los diafragmas horizontales.
 - iii. Forma y dimensiones originales de las secciones transversales.
 - iv. Área de la sección transversal, momento estático, momento de inercia y propiedades de torsión existentes en las secciones críticas.

B.2.3 Detalles constructivos

- (1) Los datos recopilados deberían incluir los siguientes puntos:
- i. Dimensiones y espesor de los materiales adicionales conectados, incluyendo placas cubrejuntas, elementos de triangulación (arriostramientos) y rigidizadores.
 - ii. Cantidad de acero de armaduras longitudinales y transversales y de espigas en vigas, pilares y muros mixtos.
 - iii. Cantidad y detalles constructivos adecuados de las armaduras de confinamiento en las zonas críticas.

- iv. Configuración y propiedades ejecutadas (*as built*) de las conexiones intermedias, de continuidad y en los extremos.

B.2.4 Materiales

- (1) Los datos recopilados deberían incluir los siguientes puntos:
 - i. Resistencia del hormigón.
 - ii. Límite elástico, endurecimiento por deformación, resistencia última y alargamiento del acero.
- (2) Siempre que sea posible, deberían seleccionarse para la inspección áreas de tensión reducida, tales como los extremos de las alas en los extremos de viga-pilar y en los bordes exteriores de placas.
- (3) Para evaluar las propiedades de los materiales, se deberían tomar muestras de las placas del alma de los perfiles laminados en caliente para los elementos proyectados como disipativos.
- (4) Para caracterizar las propiedades de los materiales de los elementos y/o las conexiones no disipativas se deberían usar probetas de las alas.
- (5) Las radiografías gamma, los ensayos con ultrasonidos a través de las fachadas de los edificios o las revisiones endoscópicas a través de orificios perforados constituyen métodos de ensayo viables cuando la accesibilidad es limitada o para elementos mixtos.
- (6) La calidad de los materiales de base y de relleno se debería demostrar con base en datos químicos y metalúrgicos.
- (7) Se deberían utilizar los ensayos de dureza Charpy con entalladura en V para demostrar que las zonas afectadas por el calor, si las hubiere, y el material que las rodea tienen una resistencia adecuada frente a fractura frágil.
- (8) Se pueden emplear ensayos destructivos y/o no destructivos (líquidos penetrantes, partículas magnéticas, emisión acústica) y métodos ultrasónicos o tomográficos.

B.3 Requisitos relativos a la geometría y a los materiales de partes nuevas o modificadas

B.3.1 Geometría

- (1) Los perfiles de acero de los nuevos elementos deberían satisfacer las limitaciones de la relación de esbeltez anchura/espesor basadas en clasificaciones de los perfiles según los capítulos **6** y **7** del Anejo 1.
- (2) Los redondos rectos transversales aumentan las capacidades de rotación de vigas-pilares existentes o nuevas incluso con alas y almas esbeltas. Tales barras transversales se deberían soldar entre las alas de acuerdo el apartado **7.6.5** del Anejo 1.
- (3) Los redondos rectos transversales del punto **(2)** se deberían espaciar como los estribos transversales empleados en los elementos embebidos en hormigón.

B.3.2 Materiales

B.3.2.1 Acero estructural

- (1) Para nuevas partes o para la sustitución de elementos estructurales existentes se debería emplear un acero que satisfaga el apartado **6.2** del Anejo 1.
- (2) Cuando la resistencia y la rigidez de los elementos estructurales se evalúen para cada estado límite, se deberían tener en cuenta los efectos de la acción mixta.
- (3) La resistencia de las alas de los pilares en todo su espesor debería basarse en la resistencia reducida de la forma siguiente:

$$f_u = 0,90 \cdot f_y \quad (B.1)$$

- (4) El espesor del elemento debería cumplir con los requisitos de la Tabla A28.2.1 del Anejo 28 del Código Estructural, dependiendo en la energía Charpy sobre probeta con entalladura en V y otros parámetros pertinentes.
- (5) Los consumibles de soldadura (materiales de aporte) deberían cumplir los requisitos del apartado **4.2** del Anejo 26 del Código Estructural.
- (6) En perfiles de ala ancha las probetas se deberían cortar de zonas de unión entre ala y alma. Esta es una zona (zona-k) de dureza Charpy potencialmente reducida debido al lento proceso de enfriamiento durante la fabricación.

B.3.2.2 Acero para las armaduras pasivas

- (1) El nuevo acero de las armaduras pasivas, tanto en zonas disipativas como no disipativas en elementos nuevos o modificados, debería ser de tipo SD según los artículos 34 y 35 del Código Estructural.

B.3.2.3 Hormigón

- (1) El hormigón nuevo de componentes nuevos o modificados debería ser conforme con el requisito (1) del apartado **7.2.1** del Anejo 1.

B.4 Adecuación sísmica de los sistemas

B.4.1 Generalidades

- (1) Las estrategias de adecuación sísmica globales deberían poder aumentar la capacidad de los sistemas resistentes a las fuerzas laterales y de los diafragmas horizontales y/o reducir la demanda impuesta por las acciones sísmicas.
- (2) El sistema estructural objeto de adecuación sísmica debería satisfacer los siguientes requisitos:
 - i. Regularidad en la distribución de masas, rigidez y resistencia, para evitar los efectos de torsión perjudiciales y/o los mecanismos de piso blando (en plantas diáfanos).

- ii. Masas y rigidez suficientes para evitar estructuras altamente flexibles que puedan ocasionar daños no estructurales importantes y efectos $P-\Delta$ significativos.
 - iii. Continuidad y redundancia entre elementos, de forma que se asegure una trayectoria de cargas uniforme y clara, así como la prevención de fallas frágiles.
- (3) Las intervenciones globales deberían incluir una o más de las siguientes estrategias:
- i. Rigidización y refuerzo de la estructura y de su sistema de cimentación.
 - ii. Mejora de la ductilidad de la estructura.
 - iii. Reducción de la masa.
 - iv. Aislamiento sísmico.
 - v. Amortiguamiento adicional.
- (4) Para todos los sistemas estructurales, la rigidización, el refuerzo y la mejora de la ductilidad pueden conseguirse empleando las estrategias facilitadas en los apartados **B.5** y **B.6**.
- (5) La reducción de la masa puede conseguirse mediante una de las siguientes medidas:
- i. Sustitución de sistemas de revestimiento pesados por sistemas más ligeros.
 - ii. Retirada de los equipos sin usar y de las cargas almacenadas.
 - iii. Sustitución de la tabiquería de fábrica por sistemas más ligeros.
 - iv. Eliminación de una o más plantas.
- (6) No se debería emplear el aislamiento de la base en estructuras con periodos fundamentales mayores de 1,0 s. Dichos periodos deberían calcularse mediante análisis por valores propios (autovalores).
- (7) El aislamiento de la base en edificios nuevos debería proyectarse de acuerdo con el Anejo 1.
- (8) La re-evaluación del sistema de cimentación (después de la adecuación sísmica) debería hacerse de acuerdo con el apartado **4.4.2.6** del Anejo 1. Si se emplea un análisis lineal, los valores de Ω en el punto **(4)** del apartado **4.4.2.6** del Anejo 1 normalmente serán menores de 1,0.

B.4.2 Pórticos resistentes a flexión

- (1) Debería mejorarse la acción mixta entre las vigas de acero y las losas de hormigón mediante conectores de cortante, y embebiendo las vigas y pilares en hormigón armado, para aumentar la rigidez global en todos los estados límite.
- (2) La longitud de las zonas disipativas debería ser coherente con la localización de la rótula dada en la primera línea de la tabla B.6.
- (3) Los pórticos resistentes a flexión pueden adecuarse sísmicamente mediante conexiones semi-rígidas y/o parcialmente resistentes, de acero o mixtas.
- (4) El periodo fundamental de los pórticos con conexiones semi-rígidas puede calcularse de la siguiente manera:

$$T = 0,085 \cdot H^{(0,85 - m/180)} \quad \text{si } 5 < m < 18 \text{ (semi-rígidas)} \quad (\text{B.2})$$

$$T = 0,085 \cdot H^{3/4} \quad \text{si } m \geq 18 \text{ (rígidas)} \quad (\text{B.3})$$

donde H es la altura del pórtico en metros y m un parámetro que se define de la siguiente manera:

$$m = \frac{(K_{\varphi})_{\text{con}}}{(EI/L)_b} \quad (\text{B.4})$$

donde

K_{φ} es la rigidez a rotación de la conexión;

I es el momento de inercia de la viga;

L es la luz de la viga;

E es el módulo de Young de la viga.

- (5) Además de la distribución de fuerzas horizontales dada en el apartado **4.3.3.2.3** del Anejo 1 y el punto **(1)** del apartado **4.4.4.2** de este Anejo, debería emplearse la distribución de fuerzas ($F_{x,y}$) siguiente en el método (lineal) de la fuerza lateral y en el análisis estático no lineal (por empujes incrementales) para detectar la aparición de todos los estados límite:

$$F_{x,i} = \frac{W_{x,i} \cdot h_{x,i}^{\delta}}{\sum W_{x,i} \cdot h_{x,i}^{\delta}} \cdot F_b \quad (\text{B.5})$$

donde F_b es el esfuerzo cortante sísmico en la base y δ viene dado por:

$$\delta = \begin{cases} 1,0 & \text{si } T \leq 0,50 \text{ s} \\ 0,50 \cdot T + 0,75 & \text{si } 0,50 < T < 2,50 \text{ s} \\ 2,0 & \text{si } T > 2,50 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{B.6})$$

B.4.3 Pórticos triangulados (arriostrados)

- (1) Deberían preferirse para la adecuación sísmica los pórticos con triangulación descentrada y los pórticos con jabalcones antes que los pórticos con triangulación centrada.
- (2) Los pórticos con jabalcones son sistemas en los que las triangulaciones (riostros) se conectan a una zona disipativa en lugar de a la unión viga-columna.
- (3) Se puede, sólo si su uso está validado por ensayos, utilizar aluminio o acero inoxidable para las zonas disipativas en pórticos con triangulación centrada o descentrada o de jabalcones.
- (4) En la adecuación sísmica se pueden emplear muros de acero, de hormigón y/o mixtos para mejorar la respuesta dúctil y prevenir la inestabilidad del nudo viga-pilar. Su proyecto y el de su conexión con elementos de acero deberían cumplir con el Anejo 1.
- (5) Se puede emplear acero de bajo límite elástico en los paneles de acero, que deberían ser soldados en taller y atornillados en obra.
- (6) Se puede introducir una triangulación en pórticos resistentes a flexión con el fin de aumentar su rigidez lateral.

B.5 Evaluación y adecuación sísmica de elementos

B.5.1 Requisitos generales

- (1) Las vigas deberían desarrollar su momento plástico total sin que se produzca abolladura en el ala o en el alma en el estado límite de daños significativos (SD). La abolladura debería limitarse al estado límite de proximidad al colapso (NC).
- (2) No deberían producirse plastificación por flexión o axil ni pandeo en pilares para los estados límite de limitación de daños (DL) y de daños significativos (SD).
- (3) Las triangulaciones (arriostramientos) diagonales deberían soportar las deformaciones plásticas y disipar la energía a través de ciclos sucesivos de plastificación y de pandeo. En el estado límite de limitación de daños (DL) se debería evitar el pandeo.
- (4) Se deberían soldar placas de acero a las alas y/o a las almas para reducir la esbeltez.

(5) Debería calcularse la capacidad a flexión $M_{pb,Rd}$ de la viga en la rótula plástica como:

$$M_{pb,Rd,b} = Z_e \cdot f_{yb} \quad (B.7)$$

donde

Z_e es el módulo plástico efectivo de la sección en la rótula plástica, calculado con base en las dimensiones reales medidas de la sección; y

f_{yb} es el límite elástico del acero de la viga; para el acero existente puede tomarse f_{yb} igual al valor medio obtenido de los ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales, adecuadamente multiplicados por el coeficiente de confianza, CF, dado en la tabla 3.1 para el nivel de conocimiento apropiado (véase el punto (2) del apartado 3.5); para el acero nuevo puede tomarse f_{yb} igual al valor nominal multiplicado por el coeficiente de reserva de resistencia (sobrerresistencia) γ_{ov} para el acero de la viga, determinado de acuerdo con los puntos (3), (4) y (5) del apartado 6.2 del Anejo 1.

(6) La demanda a flexión $M_{cf,Ed}$ de la sección crítica en la cara del pilar se evalúa del modo siguiente:

$$M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot e \quad (B.8)$$

donde

$M_{pl,Rd,b}$ es el momento plástico de la viga en la rótula plástica de la viga;

$V_{pl,Rd,b}$ es el esfuerzo cortante en la rótula plástica de la viga;

E es la distancia entre la rótula plástica de la viga y la cara del pilar.

(7) La demanda a flexión $M_{cc,Ed}$ de la sección crítica en el eje del pilar puede calcularse de la siguiente manera:

$$M_{cc,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot \left(e + \frac{d_c}{2} \right) \quad (B.9)$$

donde d_c es el canto del pilar.

B.5.2 Capacidades de deformación de los elementos

(1) Las capacidades de deformación inelásticas de los elementos estructurales en los tres estados límite pueden tomarse según se indica en los puntos siguientes.

(2) Las capacidades de deformación inelásticas de los nudos de viga con pilar pueden tomarse igual a las dadas en la tabla B.6 (apartado B.6.2.1), siempre que los elementos conectados cumplan los requisitos dados en las primeras cinco líneas de dicha tabla.

(3) Para las vigas y pilares en flexión, la capacidad de deformación inelástica debería expresarse en términos de rotación plástica en el extremo del elemento, como un múltiplo de la rotación de cuerda en el límite elástico, θ_y , en el extremo en cuestión. Para vigas y pilares sometidos a una carga axil adimensional ν no mayor que 0,30, las capacidades de deformación inelásticas en los tres estados límite pueden tomarse igual a las dadas en la tabla B.1.

Tabla B.1 - Capacidad de rotación plástica en el extremo de vigas o pilares sometidos a una carga axil adimensional ν no mayor que 0,30

Clase de sección transversal	Estado límite		
	DL	SD	NC
1	1,0 θ_y	6,0 θ_y	8,0 θ_y
2	0,25 θ_y	2,0 θ_y	3,0 θ_y

(4) Para triangulaciones en compresión la capacidad de deformación inelástica debería expresarse en términos de deformación axil de la triangulación, como un múltiplo de la deformación axil de la triangulación sometida a carga de pandeo, Δ_c . Para triangulaciones en compresión (excepto para las triangulaciones de los pórticos con triangulación descentrada) las capacidades de deformación inelástica en los tres estados límite pueden tomarse de acuerdo con la tabla B.2.

Tabla B.2 - Capacidad de deformación axil de las triangulaciones en compresión (excepto las triangulaciones de los pórticos con triangulaciones descentradas)

Clase de sección transversal	Estado límite		
	DL	SD	NC
1	0,25 Δ_c	4,0 Δ_c	6,0 Δ_c
2	0,25 Δ_c	1,0 Δ_c	2,0 Δ_c

(5) Para triangulaciones en tracción la capacidad de deformación inelástica debería expresarse en términos de la deformación axil de la triangulación, como múltiplo de la deformación axil de la triangulación para la carga de plastificación en tracción, Δ_t . Para las triangulaciones en tracción (excepto para las triangulaciones de los pórticos con triangulación descentrada) con secciones transversales de las clases 1 y 2, las capacidades de deformación inelástica en los tres estados límite pueden tomarse de acuerdo con la tabla B.3:

Tabla B.3 - Capacidad de deformación axil de las triangulaciones en tracción (excepto las triangulaciones de pórticos con triangulaciones descentradas)

Estado límite		
DL	SD	NC
0,25 Δ_t	7,0 Δ_t	9,0 Δ_t

(6) Para vigas y pilares en tracción, la capacidad de deformación inelástica debería expresarse en términos de la deformación axil del elemento, como múltiplo de su deformación axil para la carga de plastificación en tracción, Δ_t . Para vigas o pilares en tracción (excepto para las triangulaciones de los pórticos con triangulación descentrada) con secciones transversales de las clases 1 o 2, las capacidades de deformación inelástica en los tres estados límite pueden tomarse de acuerdo con la tabla B.4.

Tabla B.4 - Capacidad de deformación axial de vigas o pilares a tracción (excepto vigas o pilares de pórticos con triangulaciones descentradas)

Estado límite		
DL	SD	NC
0,25 Δ_t	3,0 Δ_t	5,0 Δ_t

B.5.3 Vigas

B.5.3.1 Estabilidad insuficiente

(1) Deberían preferirse las vigas con relación luz-altura entre 15 y 18 para mejorar la absorción de energía. Por lo tanto, en la adecuación sísmica se deberían emplear apoyos intermedios para acortar las luces grandes.

(2) Se deberían coaccionar frente al pandeo lateral las alas con una estabilidad insuficiente. No se requiere coacción lateral del ala superior, si la acción mixta con la losa es fiable. En caso contrario, se debería mejorar la acción mixta cumpliendo los requisitos del apartado **B.5.3.5**.

B.5.3.2 Resistencia insuficiente

(1) Se deberían añadir placas de acero a las alas de las vigas para aumentar una capacidad a flexión insuficiente. No es necesario añadir acero al ala superior si la acción mixta con la losa es fiable. Como alternativa, las vigas de acero estructural con una capacidad a flexión insuficiente deberían embeberse en hormigón armado.

(2) Las armaduras longitudinales que pueden añadirse para aumentar una capacidad a flexión insuficiente deberían ser del tipo SD, de acuerdo con los artículos 34 y 35 del Código Estructural.

(3) Las vigas objeto de adecuación sísmica a causa de unas resistencias insuficientes deberían cumplir los requisitos de la clase de ductilidad media (DCM) del Anejo 1.

(4) Para mejorar la capacidad a cortante insuficiente, se deberían añadir placas de acero al alma de las vigas con secciones en H (doble T), o a la pared de las secciones huecas.

B.5.3.3 Reparación de las alas pandeadas y fracturadas

(1) Se deberían reforzar o sustituir las alas pandeadas y/o fracturadas con nuevas placas.

(2) Las alas pandeadas inferiores y/o superiores deberían repararse añadiendo rigidizadores de alma en toda su altura, en ambas caras del alma de las vigas, de acuerdo con el punto (3) siguiente, y mediante un enderezamiento por calor del ala pandeada, o bien retirándola y sustituyéndola por una placa similar de acuerdo con los puntos (4) y (5) siguientes.

(3) Se deberían colocar los rigidizadores de alma en el borde y en el centro del ala pandeada, respectivamente; el espesor del rigidizador debería ser igual al del alma de la viga.

(4) Las nuevas placas deberían o bien soldarse en la misma posición que el ala original (es decir, directamente al alma de la viga), o bien soldarse al ala existente. En ambos casos las placas añadidas deberían orientarse en sentido longitudinal según la dirección de laminado.

(5) Debería disponerse un apeo especial para las placas de las alas durante las operaciones de corte y

sustitución.

(6) En vez de soldarse una placa gruesa al ala, sería preferible embeber la viga de acero en hormigón armado.

B.5.3.4 Debilitamiento de las vigas

(1) Puede mejorarse la ductilidad de las vigas de acero debilitando el ala de la viga en los lugares deseados, con el fin de alejar las zonas disipativas de las conexiones.

(2) Estas secciones reducidas de viga (RBS) se comportan como un fusible que protege las conexiones viga-pilar contra fracturas prematuras. Las secciones reducidas de viga deberían poder desarrollar en cada estado límite las rotaciones mínimas especificadas en la tabla B.5.

Tabla B.5 – Capacidad de rotación exigida a las secciones reducidas de viga, RBS (en radianes)

DL	SD	NC
0,010	0,025	0,040

(3) Se considera que se alcanzan las rotaciones de la tabla B.5 si el cálculo de las secciones reducidas de viga se realiza mediante el proceso siguiente:

- i. Se calcula la distancia del comienzo de la RBS desde la cara del pilar, a , y la longitud de la reducción del ala, b , como se indica a continuación:

$$a = 0,60 b_f \quad (\text{B.10})$$

$$b = 0,75 d_b \quad (\text{B.11})$$

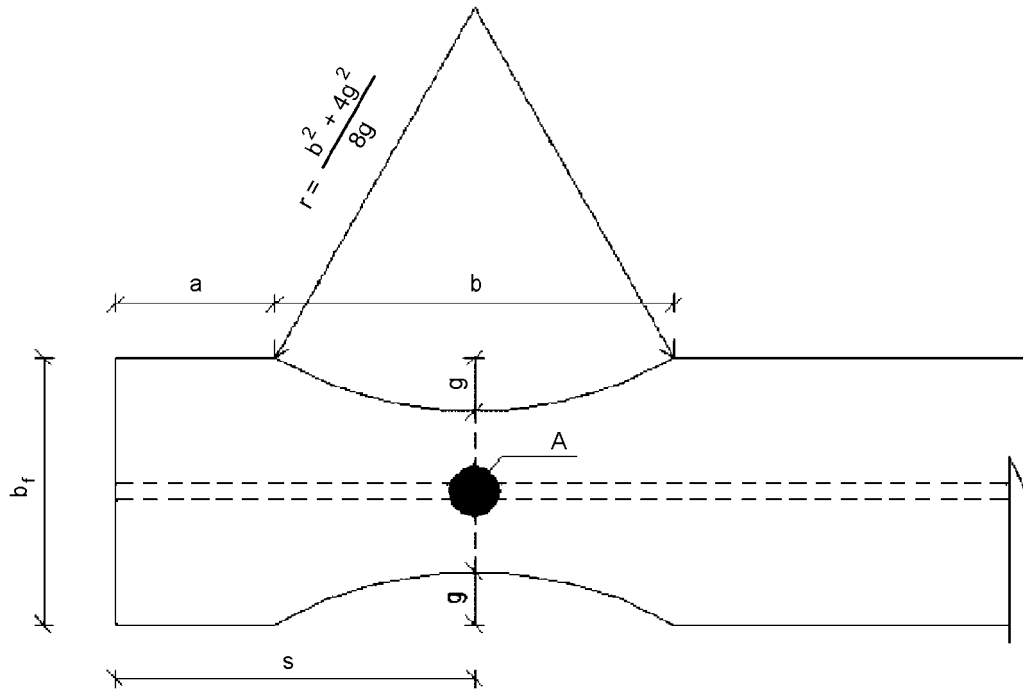
donde

b_f es la anchura del ala;

d_b es el canto de la viga.

- ii. Se calcula la distancia de la sección de rótula plástica prevista en el centro de la RBS, s , desde la cara del pilar como:

$$s = a + \frac{b}{2} \quad (\text{B.12})$$



Leyenda

A = Rótula plástica

Figura B.1 – Geometría de la reducción del ala para las secciones reducidas de viga (RBS)

- iii. Se determina la profundidad del corte del ala, g , a cada lado; esta profundidad no debería ser mayor de $0,25 \cdot b_f$. Como primera aproximación puede tomarse:

$$g = 0,20 \cdot b_f \quad (\text{B.13})$$

- iv. Se calcula el módulo plástico (Z_{RBS}) y el momento plástico ($M_{\text{pl,Rd,RBS}}$) de la sección de rótula plástica en el centro de la RBS:

$$Z_{\text{RBS}} = Z_b - 2 \cdot g \cdot t_f \cdot (d_b - t_f) \quad (\text{B.14})$$

$$M_{\text{pl,Rd,RBS}} = Z_{\text{RBS}} \cdot f_{yb} \quad (\text{B.15})$$

donde Z_b es el módulo plástico de la viga y f_{yb} se define en el punto (5) del apartado B.5.1.

- v. Se calcula el esfuerzo cortante ($V_{\text{pl,RBS}}$) en la sección de formación de la rótula plástica a partir del equilibrio de la parte de la viga (L') entre las dos rótulas plásticas previstas (figura B.2). Para una carga gravitatoria uniforme w que actúa sobre la viga en la situación sísmica de cálculo:

$$V_{\text{pl,RBS}} = \frac{2M_{\text{pl,Rd,RBS}}}{L'} + \frac{wL'}{2} \quad (\text{B.16})$$

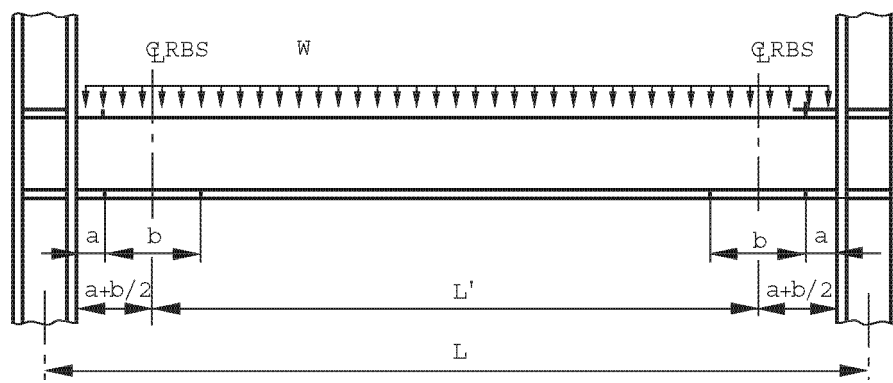
Deberían tenerse en cuenta en (el último término de) la expresión (B.16) las diferentes distribuciones de las cargas gravitatorias a lo largo de la viga.

- vi. Se calcula el momento plástico de viga alejado de la RBS, $M_{pl,Rd,b}$, del modo siguiente:

$$M_{pl,Rd,b} = Z_b \cdot f_{yb} \quad (B.17)$$

donde Z_b y f_{yb} se definen en el paso (iv) anterior.

- vii. Se verifica que $M_{pl,Rd,b}$ es mayor que el momento flector que se desarrolla en la cara del pilar cuando se forma una rótula plástica en el centro de la RBS: $M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,RBS} + V_{pl,RBS} \cdot e$. Si no lo es, se aumenta la profundidad del corte g y se repiten los pasos (iv) a (vi). Se debería escoger la longitud b de forma que $M_{cf,Ed}$ esté entre el 85% y el 100% de $M_{pl,Rd,b}$.



Leyenda

- w = Carga gravitatoria uniforme en la situación sísmica de cálculo
 L' = Distancia entre los centros de los cortes de la RBS
 L = Distancia entre ejes de pilares

Figura B.2 – Parte de un pórtico típico con secciones reducidas de viga (RBS)

- viii. Se comprueban las relaciones anchura/espesor en las RBS para evitar la abolladura. La anchura del ala debería medirse en los extremos de los dos tercios centrales de la sección reducida de viga.
- ix. Se calcula el radio, (r) de los cortes tanto en el ala superior como en el ala inferior a lo largo de la longitud b de la sección reducida de la viga:

$$r = \frac{b^2 + 4g^2}{8g} \quad (B.18)$$

- x. Se comprueba que el proceso de fabricación asegura tanto una rugosidad superficial adecuada (es decir, entre 10 y 15 μm) en los cortes una vez terminados, así como la ausencia de marcas del molido.

B.5.3.5 Elementos mixtos

- (1) El cálculo de la capacidad de las vigas mixtas debería tener en cuenta el grado de conexión a cortante entre el elemento de acero y la losa.

- (2) No deberían usarse, dentro de las zonas disipativas, los conectores a cortante entre vigas de acero y losas mixtas. Éstos deberían eliminarse de las vigas mixtas existentes.
- (3) Los conectores de cortante deberían fijarse a las alas mediante soldaduras al arco por puntos, pero sin penetración completa en el ala. Deberían evitarse las fijaciones mediante remaches o tornillos.
- (4) Se debería comprobar que las máximas deformaciones por tracción debidas a la presencia de losas mixtas no provocan desgarro en las alas.
- (5) Las vigas embebidas en hormigón deberían dotarse de estribos.

B.5.4 Pilares

B.5.4.1 Estabilidad insuficiente

- (1) La relación anchura/espesor puede reducirse soldando placas de acero al ala y/o a las almas.
- (2) La relación anchura/espesor de las secciones huecas puede reducirse soldando placas de acero externas.
- (3) Se deberían disponer coacciones laterales en ambas alas, mediante rigidizadores de resistencia no menor de:

$$0,06 f_{yc} \cdot b_f \cdot t_f \quad (B.19)$$

donde

b_f es la anchura del ala;

t_f es el espesor del ala; y

f_{yc} es el límite elástico del acero del pilar; para el acero existente se puede tomar f_{yc} igual al valor medio obtenido de ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales, multiplicado por el coeficiente de confianza, CF, dado en la tabla 3.1 para el nivel adecuado de conocimiento (véase el punto (2) del apartado 3.5); para el acero nuevo se puede tomar f_{yc} igual al valor nominal multiplicado por el coeficiente de reserva de resistencia (sobrerresistencia) γ_{ov} para el acero del pilar, determinado de acuerdo con los puntos (3), (4) y (5) del apartado 6.2 del Anejo 1.

B.5.4.2 Resistencia insuficiente

- (1) Para aumentar la capacidad a flexión de la sección, se pueden soldar placas de acero a las alas y/o las almas en los perfiles en H y a las paredes en las secciones huecas.
- (2) Para aumentar su capacidad a flexión, los pilares de acero estructural se pueden embeber en hormigón armado.
- (3) La adecuación sísmica debería asegurar que en todos los pilares sísmicos primarios la compresión axial en la situación sísmica de cálculo no es mayor que 1/3 del valor de cálculo de la resistencia plástica a los esfuerzos normales de la sección transversal bruta del pilar $N_{pl,Rd} = (A_a f_{yd} + A_w f_{cd} + A_s f_{sd})$ (véase el punto (2) del apartado 7.6.4 del Anejo 1) en el estado límite de limitación de daños y 1/2 de $N_{pl,Rd}$ en los estados límite de daños significativos y de proximidad al colapso.

B.5.4.3 Reparación de las alas pandeadas y fracturadas y de los empalmes fracturados

- (1) Las alas pandeadas y/o fracturadas y los empalmes fracturados se deberían reforzar o reemplazar por placas nuevas.
- (2) Las alas pandeadas y fracturadas se deberían reparar, bien eliminando la placa pandeada y sustituyéndola por una placa similar, o bien mediante el estirado por llama directa.
- (3) Los empalmes fracturados se deberían reparar añadiendo placas externas sobre las alas del pilar con soldaduras continuas de penetración completa. La parte dañada debería eliminarse y sustituirse con material en buenas condiciones. El espesor de las placas añadidas debería ser igual al de las existentes. El material nuevo debería alinearse de forma que la dirección de laminado sea igual a la del pilar.
- (4) Se deberían taladrar unas pequeñas perforaciones en el borde de las fisuras en los pilares para evitar su propagación.
- (5) Se deberían realizar ensayos con partículas magnéticas o con líquidos penetrantes tintados para asegurarse de que no hay defectos posteriores y/o discontinuidades hasta, al menos, 150 mm de una fisura.

B.5.4.4 Requisitos para empalmes en pilares

- (1) Los empalmes nuevos se deberían colocar en el tercio medio de la altura libre del pilar. Deberían proyectarse para desarrollar un valor de cálculo de la resistencia a cortante no menor que la menor de las resistencias cortantes previstas en los dos elementos conectados y un valor de cálculo de la resistencia a flexión menor que el 50% de la menor de las resistencias a flexión previstas en los dos perfiles conectados. Por tanto, los empalmes soldados en pilares deberían satisfacer la siguiente expresión en cada ala:

$$A_{spl} \cdot f_{yd} \geq 0,50 \cdot f_{yc} \cdot A_{fl} \quad (B.20)$$

donde

A_{spl} es el área de cada ala en el empalme;

f_{yd} es el valor de cálculo del límite elástico del ala del empalme;

A_{fl} es el área del ala del menor de los dos pilares conectados; y

f_{yc} es el límite elástico del material del pilar, definido en el punto (3) del apartado B.5.4.1.

B.5.4.5 Zona del panel del pilar

- (1) En el pilar objeto de adecuación sísmica, la zona de panel en la conexión viga-pilar se debería mantener elástica en el estado límite de limitación de daños.
- (2) El espesor, t_w , de la zona de panel del pilar (incluida la pletina de refuerzo, si existe, véase el punto (3)) debería satisfacer la siguiente expresión para evitar la abolladura prematura bajo la acción de deformaciones inelásticas de cortante significativas:

$$t_w \leq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (\text{B.21})$$

donde

d_z es la profundidad de la zona de panel entre las placas de continuidad;

w_z es la anchura de la zona del panel entre las alas del pilar.

Entre el alma y la placa añadida se deberían emplear soldaduras de tapón.

(3) Se pueden emplear placas de acero paralelas al alma y soldadas al borde de las alas (pletinas de refuerzo) para rigidizar y reforzar el alma del pilar.

(4) Los rigidizadores transversales se deberían colocar soldados en el alma del pilar, a nivel de las alas de las vigas.

(5) Para asegurar el comportamiento satisfactorio en todos los estados límite se deberían colocar simétricamente, en ambas caras del alma del pilar, placas de continuidad con espesor no menor que el de las alas de la viga.

B.5.4.6 Elementos mixtos

(1) Para mejorar la rigidez, la resistencia y la ductilidad de los pilares de acero, éstos se pueden embeber en hormigón armado.

(2) Para conseguir una acción mixta efectiva, se deberían transferir las tensiones cortantes entre el acero estructural y el hormigón armado a través de conectores de cortante colocados a lo largo del pilar.

(3) Para evitar el fallo de la adherencia por cortante, la relación entre la anchura del ala de acero y la anchura del pilar mixto, b_f/B , no debería ser mayor que el valor crítico de dicha relación, definido a continuación:

$$\left(\frac{b_f}{B} \right)_{cr} = 1 - 0,35 \cdot \left[0,17 \cdot \left(1 + 0,073 \cdot \frac{N_{Ed}}{A_g} \right) \cdot \sqrt{f_{cd}} + 0,20 \cdot \rho_w \cdot f_{yw,d} \right] \quad (\text{B.22})$$

donde

N_{Ed} es la fuerza axil en la situación sísmica de cálculo;

A_g es el área bruta de la sección mixta;

f_{cd} es el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón;

ρ_w es la cuantía de la armadura transversal;

$f_{yw,d}$ es el valor de cálculo del límite elástico de la armadura transversal;

B es la anchura de la sección mixta;

b_f es la anchura del ala de acero.

B.5.5 Triangulaciones (arriostramientos)

B.5.5.1 Estabilidad insuficiente

- (1) Se aplica el punto (1) del apartado **B.5.4.1** para las triangulaciones formadas por perfiles huecos.
- (2) Se aplica el punto (1) del apartado **B.5.4.2**.
- (3) Cualquier envolvente de elementos de arriostramiento de acero en casos de adecuación sísmica debería cumplir con el Anejo 1.
- (4) La rigidez lateral de las triangulaciones diagonales puede mejorarse aumentando la rigidez de las conexiones extremas.
- (5) Para la adecuación sísmica, deberían preferirse las triangulaciones en X a las triangulaciones en V o V invertida. No se pueden usar las triangulaciones en K.
- (6) Las presillas espaciadas a corta distancia son efectivas, mejorando la respuesta post-pandeo de los elementos de triangulación o arriostramiento, en particular de aquéllos en ángulo doble o en canal doble. Si los pilares existentes disponen ya de rigidizadores o presillas, se pueden soldar nuevas placas y/o se deberían reforzar las conexiones de las existentes.

B.5.5.2 Resistencia insuficiente

- (1) En el estado límite de limitación de daños, la compresión axil en la situación sísmica de cálculo no debería ser mayor que el 80% del valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzos normales de la sección transversal de la triangulación, $N_{pl,Rd}$.
- (2) A no ser que sólo se verifique el estado límite de proximidad al colapso, la capacidad a compresión de las triangulaciones de los pórticos con triangulaciones centradas no debería ser menor del 50% de la resistencia plástica a esfuerzos normales de la sección transversal, $N_{pl,Rd}$.

B.5.5.3 Elementos mixtos

- (1) El embebido en hormigón armado de los elementos de arriostramiento de acero aumenta su rigidez, resistencia y ductilidad. Los elementos de triangulación con sección en H pueden estar tanto parcial como totalmente embebidos.
- (2) A los elementos de triangulación totalmente embebidos debería dotárseles de rigidizadores y estribos, y a los parcialmente embebidos de redondos rectos soldados, de acuerdo con el apartado **7.6.5** del Anejo 1. Los estribos deberían estar uniformemente espaciados a lo largo del elemento de triangulación y deberían cumplir con los requisitos especificados para la clase de ductilidad media (DCM) en los puntos (3) y (4) del apartado **7.6.4** del Anejo 1.
- (3) En el cálculo de la capacidad a tracción de las triangulaciones mixtas sólo se debería tener en cuenta la sección de acero estructural.

B.5.5.4 Triangulaciones no adherentes

- (1) Las triangulaciones pueden rigidizarse mediante su incorporación sin adherencia tanto en muros

de hormigón armado como en tubos rellenos de hormigón.

- (2) La triangulación debería cubrirse con material anti-adherente, para reducir la adherencia entre el elemento de acero y el panel de hormigón armado o el hormigón de relleno del tubo.
- (3) Los aceros de bajo límite elástico son apropiados para las triangulaciones de acero; el hormigón armado reforzado con fibras de acero se puede utilizar como material anti-adherente.
- (4) Las triangulaciones, rigidizadas mediante su incorporación sin adherencia en muros de hormigón armado, deberían cumplir lo siguiente:

$$\left(1 - \frac{1}{n_E^B}\right) \cdot m_y^B > 1,30 \cdot \frac{a}{l} \quad (\text{B.23})$$

donde

a es la imperfección inicial de la triangulación de acero;

l es la longitud de la triangulación de acero;

m_y^B es el parámetro adimensional de resistencia del panel de hormigón armado:

$$m_y^B = \frac{M_y^B}{N_{pl,R} \cdot l} \quad (\text{B.24})$$

n_E^B es el parámetro adimensional de rigidez del panel de hormigón armado:

$$n_E^B = \frac{N_E^B}{N_{pl,R}} \quad (\text{B.25})$$

donde

$$M_y^B = \frac{5 \cdot B_S \cdot t_c^2 \cdot f_{ct}}{6} \quad (\text{B.26})$$

$$N_E^B = \frac{5 \cdot \Pi^2 \cdot B_S \cdot E_c \cdot t_c^3}{12 \cdot l^2} \quad (\text{B.27})$$

donde

E_c es el módulo de elasticidad del hormigón;

- B_s es la anchura de la triangulación de acero en forma de una barra plana;
- t_c es el espesor del panel de hormigón armado;
- f_{ct} es la resistencia a tracción del hormigón;
- $N_{pl,R}$ es la capacidad plástica de la triangulación de acero a tracción, calculada en base al valor medio del límite elástico del acero obtenido de los ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales, dividido por el coeficiente de confianza, CF, dado en la tabla 3.1 para el nivel de conocimiento apropiado.
- (6) La armadura de borde del panel de hormigón armado debería estar adecuadamente anclada para evitar fallos por punzonamiento.
- (7) Los tubos rellenos de hormigón con material anti-adherente deberían ser adecuados para evitar el pandeo de la triangulación de acero.

B.6 Adecuación sísmica de la conexión

B.6.1 Generalidades

- (1) Las conexiones de los elementos objeto de adecuación sísmica se deberían comprobar teniendo en cuenta la resistencia de dichos elementos tras su adecuación, que puede ser mayor que la de los elementos originales (antes de la adecuación sísmica).
- (2) Las estrategias de adecuación sísmica suministradas pueden aplicarse a pórticos con triangulaciones y resistentes a flexión de acero o mixtos.

B.6.2 Conexiones viga-pilar

B.6.2.1 Generalidades

- (1) La adecuación sísmica debería tener como objetivo alejar la rótula plástica en la viga de la cara del pilar (véase la primera fila de la tabla B.6).
- (2) Las conexiones viga-pilar pueden adecuarse sísmicamente bien sea sustituyendo las soldaduras, bien empleando una estrategia de debilitamiento, o bien mediante una estrategia de refuerzo.
- (3) Para asegurar el desarrollo de rótulas plásticas en las vigas, en lugar de en los pilares, la relación de la capacidad a flexión pilar-viga (*CBMR*) debería satisfacer la siguiente condición:

$$CBMR = \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{pl,R,b}} \geq 1,30 \quad (B.28)$$

donde

$$\sum M_{Rd,c} = \sum \left[Z_c \cdot \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right) \right]_i \quad (B.29)$$

(a) para los pilares de acero:

donde el sumatorio se extiende a las secciones del pilar alrededor de la unión, y

Z_c es el módulo plástico de la sección del pilar, calculado sobre la base de las propiedades geométricas reales, si están disponibles, y teniendo en cuenta las cartelas, si existen;

N_{Ed} es la carga axil del pilar en la situación sísmica de cálculo;

A_c es el área de la sección del pilar;

$f_{yd,c}$ es el valor de cálculo del límite elástico del acero del pilar, calculado en base al valor medio del límite elástico del acero obtenido de ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales, dividido por el coeficiente de confianza, CF, dado en la tabla 3.1 para el nivel adecuado de conocimiento.

(b) $\sum M_{pl,R,b}$ es la suma de las resistencias a flexión en los emplazamientos de las rótulas plásticas en vigas conectadas a la unión en la dirección horizontal considerada, teniendo en cuenta la excentricidad del eje del pilar:

$$\sum M_{pl,R,b} = \sum \left(Z_b \cdot f_{yb} + M_{cc,Ed} \right)_j \quad (B.30)$$

donde

Z_b es el módulo plástico de la sección de la viga en el emplazamiento potencial de la rótula plástica, calculado con base en la geometría actual;

f_{yb} es el límite elástico del acero de la viga, definido en el punto **(5)** del apartado **B.5.1**;

$M_{cc,Ed}$ es el momento adicional en el eje del pilar debido a la excentricidad del esfuerzo cortante en la rótula plástica de la viga.

Tabla B.6 – Requisitos para las conexiones objeto de adecuación sísmica y las capacidades de rotación resultantes

	Conexiones				
	soldadas mejoradas sin refuerzos de alas	soldadas con cartela inferior	soldadas con cartela superior e inferior	soldadas a las alas con placa cubrejuntas	en secciones reducidas de viga
Ubicación de la rótula (desde el eje del pilar)	$(d_c/2) + (d_b/2)$	$(d_c/2) + l_h$	$(d_c/2) + l_h$	$(d_c/2) + l_{cp}$	$(d_c/2) + (b/2) + a$
Canto de la viga (mm)	$\leq 1\ 000$	$\leq 1\ 000$	$\leq 1\ 000$	$\leq 1\ 000$	$\leq 1\ 000$
Relación luz/canto de la viga	≥ 7	≥ 7	≥ 7	≥ 7	≥ 7
Espesor del ala de la viga (mm)	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 44
Canto del pilar (mm)	Sin restricción	≤ 570	≤ 570	≤ 570	≤ 570
Rotación en el estado límite DL (rad)	0,013	0,018	0,018	0,018	0,020
Rotación en el estado límite SD (rad)	0,030	0,038	0,038	0,040	0,030
Rotación en el estado límite NC (rad)	0,050	0,054	0,052	0,060	0,045

Leyenda

d_c	Canto del pilar
d_b	Canto de la viga
l_h	Longitud de la cartela
l_{cp}	Longitud de la placa cubrejuntas
a	Medida del borde del corte desde el borde de la viga
b	Longitud del corte en el ala de la viga

(4) Los requisitos para las vigas y pilares en conexiones objeto de adecuación sísmica vienen dados en la tabla B.6. La misma tabla da la capacidad de rotación en los tres estados límite que suministra la conexión si se cumplen los requisitos.

B.6.2.2 Sustitución de las soldaduras

- (1) Debería quitarse el material de relleno existente y sustituirse por material en buenas condiciones.
- (2) Las armaduras de apeo deberían quitarse después de soldar, pues pueden ser causa del inicio de fisuras.
- (3) Deberían emplearse rigidizadores transversales en las partes superior e inferior de la zona de panel usada para reforzar y rigidizar el panel de pilar (véase el punto (4) del apartado B.5.4.5). Su espesor no debería ser menor que el de las alas de la viga.
- (4) Los rigidizadores transversales y de alma deberían soldarse a las alas del pilar y al alma del pilar mediante soldaduras de unión de penetración total.

B.6.2.3 Estrategias de debilitamiento

B.6.2.3.1 Conexiones con secciones reducidas de vigas

- (1) Las secciones reducidas de vigas (RBS), proyectadas de acuerdo con el punto (5), pueden forzar el desarrollo de las rótulas plásticas dentro de la sección reducida, disminuyendo así la posibilidad de fractura en las soldaduras de las alas de la viga y en las zonas cercanas afectadas por el calor.
- (2) La viga debería conectarse al ala del pilar bien mediante soldadura del alma, o bien mediante pletinas conectoras soldadas a la cara del ala del pilar y al alma de la viga. La longitud de la pletina debería ser igual a la distancia entre los agujeros de acceso de la soldadura, con un margen de 5 mm. Es necesario que la pletina tenga un espesor mínimo de 10 mm. Las pletinas conectoras deberían cortarse en ángulo recto o con los bordes biselados (biselando la esquina 15°) y deberían colocarse en ambas caras del alma de la viga.
- (3) En la unión se deberían emplear soldaduras a tope (de penetración completa) o soldaduras en ángulo, para el ala de la viga, y soldaduras en ángulo, para el alma de la viga. Se permite, como alternativa, el atornillado de la pletina conectora al alma de la viga.
- (4) No se deberían colocar conectores a cortante dentro de las zonas de RBS.
- (5) El procedimiento del proyecto para las conexiones en las RBS se resume a continuación:
 - i. Se emplean vigas de sección reducida de acuerdo con el procedimiento del apartado B.5.3.4, pero calculando el momento plástico de la viga, $M_{pl,Rd,b}$, del modo siguiente:

$$M_{pl,Rd,b} = Z_{RBS} \cdot f_{yb} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right) \quad (B.31)$$

donde

f_{yb} es el límite elástico del acero de la viga, definido en el punto (5) del apartado B.5.1;

L es la distancia entre los ejes de los pilares;

d_c es el canto del pilar; y

b es la longitud la de sección reducida de la viga.

- ii. Se calcula el cortante de la viga, $V_{pl,Rd,b}$, de acuerdo con el paso v del punto (3) del apartado B.5.3.4 para una distancia L' entre rótulas plásticas:

$$L' = L - d_c - 2 \cdot b \quad (B.32)$$

- iii. Se verifica la conexión del alma, por ejemplo la pletina conectora soldada, para el esfuerzo cortante $V_{pl,Rd,b}$ del paso ii anterior.

- iv. Se comprueba que la relación de la capacidad a flexión pilar-viga, *CBMR*, satisface la siguiente condición:

$$CBMR = \frac{\sum Z_c \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right)}{\sum Z_b \cdot f_{yb} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right)} \geq 1,20 \quad (B.33)$$

donde

Z_b y Z_c son los módulos plásticos de las vigas y de los pilares, respectivamente;

N_{Ed} es la carga axil en el pilar en la condición sísmica de cálculo;

A_c es el área de la sección del pilar;

f_{yb} es el límite elástico del acero de la viga, definido en el punto **(5)** del apartado **B.5.1**,

$f_{yd,c}$ es el valor de cálculo del límite elástico del acero del pilar, definido en el punto **(3)** del apartado **B.6.2.1**.

- v. Se determina el espesor de las placas de continuidad para rigidizar el alma del pilar a nivel de las alas superior e inferior de la viga. Este espesor debería ser al menos igual al del ala de la viga.
- vi. Se comprueba que la resistencia y la rigidez de la zona de panel son suficientes, de forma que el panel permanezca elástico:

$$d_{wc} \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum Z_b \cdot f_{yb}}{d_b} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right) \cdot \left(\frac{H - d_b}{H} \right) \quad (B.34)$$

donde

d_{wc} es el canto del alma del pilar;

t_{wc} es el espesor del alma del pilar, incluyendo las pletinas de refuerzo, si existen;

$f_{yw,d}$ es el valor de cálculo del límite elástico de la zona de panel;

Z_b es el módulo plástico de las vigas;

N_{Ed} es la carga axil en el pilar en la situación sísmica de cálculo;

A_c es el área de la sección del pilar;

f_{yb} es el límite elástico del acero de la viga, definido en el punto **(5)** del apartado **B.5.1**; y

H es la altura de planta del pórtico.

- vii. Se calcula y detallan las soldaduras entre las partes unidas.

B.6.2.3.2 Conexiones semi-rígidas

- (1) Se pueden usar conexiones semi-rígidas o de resistencia parcial, bien de acero o mixtas, con el fin de conseguir deformaciones plásticas grandes sin riesgo de fractura.
- (2) Los conectores de cortante de interacción total se deberían soldar al ala superior de la viga.
- (3) Las conexiones semi-rígidas pueden calcularse suponiendo que la resistencia a cortante viene dada por los elementos en el alma y la resistencia a flexión por las alas de la viga y la armadura de la losa, si existe.

B.6.2.4 Estrategias de refuerzo

B.6.2.4.1 Conexiones con cartelas

- (1) Las uniones viga-pilar pueden reforzarse añadiendo cartelas ya sea sólo en la parte baja o bien en la parte alta y la parte baja de las alas de la viga, forzando a la zona disipativa a desplazarse hacia el final de la cartela. Es más adecuado añadir cartelas sólo en el ala inferior puesto que las alas inferiores son mucho más accesibles que las superiores; además la losa mixta, si la hubiera, no tiene que desmontarse.
- (2) Las cartelas triangulares en forma de T son las más efectivas entre los diferentes tipos de cartelas. Si sólo se añaden cartelas en la parte inferior, su altura debería ser de alrededor de la cuarta parte del canto de la viga. En conexiones con cartelas en las partes superior e inferior, la altura de la cartela debería ser de alrededor de la tercera parte del canto de la viga.
- (3) Para reforzar la zona de panel del pilar, se deberían emplear rigidizadores transversales a nivel de las alas superior e inferior de la viga.
- (4) Los rigidizadores transversales se deberían también emplear en los bordes de la cartela, para rigidizar el alma del pilar y el alma de la viga.
- (5) Los rigidizadores verticales del alma de la viga deberían cubrir toda la altura del alma y estar soldados a ambos lados de ésta. Su espesor debería ser suficiente para resistir la componente vertical de la fuerza debida al ala de la cartela en ese lugar, y no debería ser menor que el espesor del ala de la viga. Deberían satisfacerse las verificaciones locales definidas en el apartado **6.2.6** del Anejo 26 del Código Estructural.
- (6) Las cartelas deberían soldarse a las alas tanto del pilar como de la viga con soldaduras de penetración completa.
- (7) Las pletinas empleadas en las uniones a cortante atornilladas, si existen, pueden dejarse en su sitio. Dichos elementos pueden emplearse en los elementos objeto de adecuación sísmica, cuando resulte necesario por razones de resistencia o de ejecución.
- (8) Para las conexiones con cartelas, se puede aplicar un procedimiento de cálculo por etapas de la manera siguiente:
 - i. Se seleccionan las dimensiones preliminares de la cartela con base en la limitación de esbeltez del alma de la cartela. Se pueden emplear las siguientes relaciones, como una primera prueba, para la longitud de la cartela, a , y para el ángulo del ala de la cartela con la cartela del elemento, θ .

$$a = 0,55 \cdot d_b \quad (\text{B.35})$$

$$\theta = 30^\circ \quad (\text{B.36})$$

donde d_b es el canto de la viga. La altura de cartela resultante, b , dada por

$$b = a \cdot \tan \theta. \quad (\text{B.37})$$

debería respetar los condicionantes arquitectónicos, por ejemplo, la presencia de techos y de elementos no estructurales.

- ii. Se calcula el momento plástico de la viga en el borde de la cartela, $M_{pl,Rd,b}$, a partir de la expresión (B.17).
- iii. Se calcula el cortante plástico de la viga ($V_{pl,Rd,b}$) de acuerdo con el paso v del punto **(3)** del apartado **B.5.3.4** para la luz L' entre las rótulas plásticas en los extremos de las cartelas.
- iv. Se verifica que la relación de capacidad a flexión pilar-viga, $CBMR$, satisface la condición:

$$CBMR = \frac{\sum Z_c \cdot \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right)}{\sum M_c} \geq 1,20 \quad (\text{B.38})$$

donde

Z_c es el módulo plástico de la sección de los pilares;

$f_{yd,c}$ es el valor de cálculo del límite elástico del acero del pilar, definido en el punto **(3)** del apartado **B.6.2.1**;

N_{Ed} es la carga axil en el pilar en la situación sísmica de cálculo;

A_c es el área de la sección del pilar;

M_c es la suma de los momentos del pilar en los extremos superior e inferior de la zona de panel agrandada que resultan del desarrollo del momento de la viga, $M_{pl,Rd,b}$, dentro de cada viga de la conexión:

$$\sum M_c = \left[2M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot (L - L') \right] \cdot \left(\frac{H_c - \overline{d_b}}{H_c} \right) \quad (\text{B.39})$$

L es la distancia entre los ejes de los pilares;

$\overline{d_b}$ es el canto de la viga incluida la cartela; y

H_c es la altura de la planta del pórtico.

v. Se calcula el valor del parámetro adimensional β dado por:

$$\beta = \frac{b}{a} \cdot \left(\frac{3 \cdot L' \cdot d + 3 \cdot a \cdot d + 3 \cdot b \cdot L' + 4 \cdot a \cdot b}{3 \cdot d^2 + 6 \cdot b \cdot d + 4 \cdot b^2 + \frac{12 \cdot I_b}{A_b} + \frac{12 \cdot I_b}{A_{hf} \cos^3 \theta}} \right) \quad (B.40)$$

donde A_{hf} es el área del ala de la cartela.

vi. Se calcula el valor del parámetro adimensional $\beta_{\min.}$ como:

$$\beta_{\min.} = \frac{\frac{(M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot a)}{S_x} - 0,80 \cdot f_{uw,d}}{\frac{V_{pl,Rd,b} \cdot a}{S_x} + \frac{V_{pl,Rd,b}}{I_b \cdot \tan \theta} \cdot \left(\frac{d^2}{4} - \frac{I_b}{A_b} \right)} \quad (B.41)$$

donde

$f_{uw,d}$ es el valor de cálculo de la resistencia de las soldaduras a tracción;

S_x es el módulo de elasticidad de la viga (respecto a su eje fuerte);

d es el canto de la viga;

A_b e I_b son, respectivamente, el área y el momento de inercia de la viga.

vii. Se comparan los valores adimensionales β , calculados anteriormente. Si $\beta \geq \beta_{\min.}$ las dimensiones de la cartela son suficientes y se deberían hacer verificaciones locales posteriores de acuerdo con el paso viii siguiente. Si $\beta < \beta_{\min.}$ se debería aumentar la rigidez del ala de cartela, bien aumentando el área del ala de la cartela A_{hf} o modificando la geometría de la cartela.

viii. Se realizan comprobaciones de resistencia y estabilidad del ala de la cartela:

$$(\text{de resistencia}) \quad A_{hf} \geq \frac{\beta \cdot V_{pl,Rd,b}}{f_{yhf,d} \cdot \sin \theta} \quad (B.42)$$

$$(\text{de estabilidad}) \quad \frac{b_{hf}}{t_{hf}} \leq 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yhf,d}}} \quad (B.43)$$

donde

$f_{yhf,d}$ es el valor de cálculo del límite elástico del ala de la cartela;

b_{hf} y t_{hf} son el saliente del ala y el espesor del ala de la cartela, respectivamente.

ix. Se realizan comprobaciones de resistencia y estabilidad del alma de la cartela:

$$\text{(de resistencia)} \quad \tau_{hw} = \frac{a \cdot V_{pl,Rd,b}}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot I_b} \left[\frac{L'}{2} - \frac{\beta}{\tan \theta} \left(\frac{d}{2} \right) + \frac{(1 - \beta) \cdot a}{3} \right] \leq \frac{f_{yhw,d}}{\sqrt{3}} \quad (\text{B.44})$$

$$\text{(de estabilidad)} \quad \frac{2 \cdot a \cdot \sin \theta}{t_{hw}} \leq 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yhw,d}}} \quad (\text{B.45})$$

donde

$f_{yhw,d}$ es el valor de cálculo del límite elástico del alma de la cartela;

t_{hw} es el espesor del alma;

ν es el coeficiente de Poisson del acero.

- x. Se comprueba la capacidad a cortante del alma de la viga de acuerdo con el apartado **6.2.6** del Anejo 26 del Código Estructural para un esfuerzo cortante, que debe resistir el alma de la viga, dado por:

$$V_{pl,Rd,bw} = (1 - \beta) \cdot V_{pl,Rd,b} \quad (\text{B.46})$$

donde β viene dado por la expresión (B.40).

- xi. Se calculan los rigidizadores transversales y del alma de la viga para resistir la fuerza concentrada $\beta V_{pl,Rd,b} / \tan \theta$. Los rigidizadores del alma deberían poseer rigidez suficiente para resistir, junto con el alma de la viga, la carga concentrada $(1 - \beta) V_{pl,Rd,b}$. Para prevenir la abolladura, las relaciones anchura-espesor de los rigidizadores deberían limitarse a 15.
- xii. Se detallan las soldaduras con soldaduras de penetración total para conectar los rigidizadores al ala de la viga. Unos cordones de soldadura de 8 mm a ambos lados son suficientes para conectar los rigidizadores al alma de la viga.

B.6.2.4.2 Conexiones con placas cubrejuntas

- (1) Las conexiones mediante placas cubrejuntas pueden reducir la tensión en las soldaduras de las alas de la viga y forzar a que se produzca la plastificación en los extremos de las placas cubrejuntas.
- (2) Se pueden usar placas cubrejuntas de acero bien sólo en el ala inferior de la viga, o bien en las alas superior e inferior de la viga.
- (3) Las placas cubrejuntas de acero deberían tener una forma rectangular y se deberían colocar con la dirección de laminado paralela a la de la viga.
- (4) Se deberían preferir uniones soldadas en el alma de vigas y placas cubrejuntas relativamente finas y cortas, en lugar de uniones atornilladas en el alma y placas cubrejuntas largas y pesadas.
- (5) No se deberían usar placas cubrejuntas largas para vigas con luces cortas y esfuerzos cortantes altos.

(6) Para las conexiones mediante placas cubrejuntas, se puede utilizar un procedimiento de cálculo por etapas como se indica a continuación:

i. Se seleccionan las dimensiones de la placa cubrejuntas en base al tamaño de la viga:

$$b_{cp} = b_{bf} \quad (B.47)$$

$$t_{cp} = 1,20 \cdot t_{bf} \quad (B.48)$$

$$l_{cp} = \frac{d_b}{2} \quad (B.49)$$

donde

b_{cp} es la anchura de la placa cubrejuntas;

t_{cp} es el espesor de la placa cubrejuntas;

b_{cf} es la anchura del ala de la viga;

t_{cf} es el espesor del ala de la viga;

l_{cp} es la longitud de la placa cubrejuntas; y

d_b es el canto de la viga.

ii. Se calcula el momento plástico ($M_{pl,Rd,b}$) de la viga en el borde de la placa cubrejuntas como en la expresión (B.7).

iii. Se calcula el esfuerzo cortante plástico ($V_{pl,Rd,b}$) de la viga, de acuerdo con el paso v del punto **(3)** del apartado **B.5.3.4** para la distancia, L' , entre las rótulas plásticas en la viga:

$$L' = L - d_c - 2 \cdot l_{cp} \quad (B.50)$$

iv. Se calcula el momento en el ala del pilar, $M_{cf,Ed}$:

$$M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot l_{cp} \quad (B.51)$$

v. Se verifica que el área de las placas, A_{cp} , satisface el requisito:

$$\left[Z_b + A_{cp} \cdot (d_b + t_{cp}) \right] \cdot f_{yd} \geq M_{cf,Sd} \quad (B.52)$$

donde f_{yd} es el valor de cálculo del límite elástico de las placas cubrejuntas

- vi. Se verifica que la relación de capacidad a flexión pilar-viga, $CBMR$, satisface la condición:

$$CBMR = \frac{\sum Z_c (f_{yd,c} - f_a)}{\sum Z_b \cdot f_{yb} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot L_{cp}} \right)} \geq 1,20 \quad (B.53)$$

donde

Z_b y Z_c son los módulos plásticos de las vigas y de los pilares, respectivamente;

f_{yb} es el límite elástico del acero de la viga, definido en el punto **(5)** del apartado **B.5.1**; y

$f_{yd,c}$ es el valor de cálculo del límite elástico del acero del pilar, definido en el punto **(3)** del apartado **B.6.2.1**.

- vii. Se determina el espesor de las placas de continuidad colocadas a nivel de las alas superior e inferior de la viga para rigidizar el alma del pilar. Este espesor no debería ser menor que el del ala de la viga.
- viii. Se comprueba que la resistencia y la rigidez de la zona del panel son suficientes para que el panel permanezca elástico:

$$d_c \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum M_f}{d_b} \cdot \left(\frac{L}{L - d_c} \right) \cdot \left(\frac{H - d_b}{H} \right) \quad (B.54)$$

donde

d_c es el canto del alma del pilar;

t_{wc} es el espesor del alma del pilar, incluyendo las pletinas de refuerzo, si existen;

$f_{yw,d}$ es el valor de cálculo del límite elástico de la zona de panel; y

H es la altura de planta del pórtico.

- ix. Se dimensionan y detallan las soldaduras entre las partes unidas, es decir, entre la viga y las placas cubrejuntas, entre el pilar y las placas cubrejuntas y entre la viga y el pilar. Los revestimientos de soldaduras deberían emplear siempre los mismos electrodos que las originales o, al menos, electrodos con propiedades mecánicas similares.

B.6.3 Conexiones de las triangulaciones y de los acoplamiento sísmicos

- (1) Las conexiones de las triangulaciones y de los acoplamiento sísmicos deberían dimensionarse teniendo en cuenta los efectos del comportamiento cíclico post-pandeo.

- (2) Se deberían preferir las conexiones rígidas a las nominalmente articuladas (véase el apartado **5.2.2** del Anejo 26 del Código Estructural).
- (3) Con el fin de mejorar la estabilidad fuera del plano de la conexión triangulada, no se debería interrumpir la continuidad de las vigas y pilares.
- (4) Los ejes de la triangulación y de la viga no deberían intersectarse fuera del acoplamiento sísmico.
- (5) En las conexiones entre triangulaciones diagonales y vigas, los ejes de estos elementos deberían intersectarse dentro del acoplamiento o en su extremo.
- (6) Para la conexión de un acoplamiento sísmico a un pilar en la cara del ala del pilar, se deberían utilizar pletinas de apoyo entre las placas de las alas de la viga.
- (7) La adecuación sísmica de las conexiones viga-pilar puede cambiar la longitud del acoplamiento sísmico. Por lo tanto, se debería comprobar el acoplamiento después de que se adopte la estrategia a utilizar en la reparación.
- (8) Los acoplamientos sísmicos conectados al pilar deberían ser cortos.
- (9) Se deberían evitar las conexiones soldadas de un acoplamiento sísmico al eje débil de un pilar.

Apéndice C

Recomendaciones para los edificios de fábrica

C.1 Objeto y campo de aplicación

- (1) Este apéndice contiene recomendaciones relativas a la evaluación y al proyecto de adecuación sísmica de edificios de fábrica en regiones sísmicas.
- (2) Las recomendaciones de este apéndice son aplicables a los elementos de fábrica resistentes a fuerzas laterales como bloques de hormigón o ladrillo, dentro de un sistema de edificación en fábrica no armada, confinada o armada.

C.2 Identificación de la geometría, los detalles constructivos y los materiales

C.2.1 Generalidades

- (1) Los siguientes aspectos deberían examinarse cuidadosamente:
 - i. Tipo de pieza de fábrica (por ejemplo, de arcilla, de hormigón, hueca, sólida, etc.).
 - ii. Condiciones físicas de los elementos de fábrica y presencia de cualquier degradación.
 - iii. Configuración de los elementos de fábrica y sus conexiones, así como la continuidad de las trayectorias de carga entre elementos resistentes laterales.
 - iv. Propiedades de los materiales que componen los elementos de fábrica y la calidad de las uniones.
 - v. La presencia y fijación de chapados, la presencia de componentes no estructurales, la distancia entre tabiques.
 - vi. Información sobre edificios adyacentes que puedan interactuar con el edificio considerado.

C.2.2 Geometría

- (1) Los datos recopilados deberían incluir los siguientes puntos:
 - i. Tamaño y localización de todos los muros de cortante, incluyendo su altura, longitud y grosor.
 - ii. Dimensiones de las piezas de fábrica.
 - iii. Emplazamiento y tamaño de los huecos en los muros (puertas, ventanas).
 - iv. Distribución de las cargas gravitatorias en muros portantes.

C.2.3 Detalles constructivos

(1) Los datos recopilados deberían incluir los siguientes puntos:

- i. Clasificación de los muros en no armados, confinados o armados.
- ii. Presencia y calidad del mortero.
- iii. Para los muros de fábrica armados, la cantidad de armadura pasiva horizontal y vertical.
- iv. Para muros de fábrica de más de una hoja (muros capuchinos de fábrica rellenos de escombros), identificación del número de hojas, respectivas distancias, y localización de las llaves de atado, cuando las haya.
- v. Para mampostería colada, la evaluación del tipo, la calidad y la ubicación de pasta de hormigón.
- vi. Determinación del tipo y condición del mortero y de las juntas de mortero; examen de la resistencia, erosión y dureza del mortero; identificación de defectos tales como fisuras, oquedades internas, componentes débiles y deterioro del mortero.
- vii. Identificación del tipo y condición de los nudos entre muros perpendiculares.
- viii. Identificación del tipo y condición de los nudos entre muros y forjados o cubiertas.
- ix. Identificación y localización de fisuras horizontales en tendeles, fisuras verticales en llagas y piezas de fábrica y fisuras diagonales cerca de huecos o aberturas.
- x. Examen de los desplomes (desviaciones en la verticalidad) de los muros y separación de las hojas externas u otros elementos como antepechos o chimeneas.

C.2.4 Materiales

(1) Se pueden realizar ensayos no destructivos para cuantificar y confirmar la uniformidad de la calidad de la construcción y la presencia y grado del deterioro. Se pueden hacer los siguientes tipos de ensayos:

- i. Medición de la velocidad de impulsos mecánicos o ultrasónicos, para detectar variaciones en la densidad y el módulo de los materiales de fábrica, así como para detectar la presencia de fisuras y discontinuidades.
 - ii. El ensayo de eco (*impact echo*) para confirmar si los muros armados tienen pasta de hormigón.
 - iii. Radiografías y medidores del recubrimiento (pachómetros), cuando sea apropiado, para confirmar la localización de las armaduras pasivas.
- (2) Se pueden hacer ensayos adicionales para mejorar el nivel de confianza en las propiedades del material de las fábricas, o para evaluar la condición de la fábrica. Los ensayos posibles son:
- i. Ensayos con esclerómetro, para evaluar la dureza superficial de los muros exteriores de fábrica.
 - ii. Ensayos con gato hidráulico plano, para medir la resistencia a cortante *in situ* de la fábrica. Este ensayo puede realizarse conjuntamente con gatos planos aplicando a las piezas de fábrica sometidas a ensayo una carga vertical conocida.

- iii. Ensayos con gato hidráulico plano, para medir la tensión de compresión vertical *in situ* resistida por la fábrica. Este ensayo proporciona información como la distribución de la carga gravitatoria, las tensiones de flexión en muros, y las tensiones en muros chapados de fábrica comprimidos por los pórticos de hormigón que los rodean.
- iv. Ensayos con compresión diagonal, para estimar la resistencia a cortante y el módulo de cortante de la fábrica.
- v. Ensayos destructivos a gran escala sobre zonas o elementos concretos, para aumentar el nivel de confianza sobre las propiedades estructurales globales o para suministrar información particular como la resistencia fuera del plano medio, el comportamiento de las uniones y huecos, la resistencia según el plano medio y la capacidad de deformación.

C.3 Métodos de análisis

C.3.1 Generalidades

- (1) Al establecer el modelo para realizar el análisis, se debería evaluar la rigidez de los muros teniendo en cuenta la flexibilidad tanto a flexión como a cortante, usando la rigidez fisurada. En ausencia de evaluaciones más precisas, ambas contribuciones a la rigidez pueden tomarse como iguales a la mitad de sus respectivos valores sin fisurar.
- (2) Los entrepaños de fábrica que conforman dinteles y antepechos en los vanos de un muro se pueden introducir en el modelo como vigas de acoplamiento entre dos muros.

C.3.2 Métodos lineales: Estático y multi-modal

- (1) Estos métodos son aplicables bajo las siguientes condiciones, que son adicionales a las condiciones generales del punto (1) del apartado 4.4.2.
 - i. Los muros resistentes frente a cargas laterales están dispuestos regularmente en ambas direcciones horizontales.
 - ii. Los muros son continuos en toda su altura.
 - iii. Los forjados poseen la suficiente rigidez según su plano medio y están lo suficientemente conectados a los muros perimetrales como para suponer que pueden actuar como diafragmas rígidos que distribuyen las fuerzas de inercia entre los elementos verticales.
 - iv. Los forjados a ambos lados de un muro común están a la misma altura.
 - v. En cada forjado, la relación entre las rigideces laterales en el plano del muro más rígido y del muro sismorresistente primario más débil, evaluadas teniendo en cuenta la existencia de huecos, no es mayor de 2,5.
 - vi. Los entrepaños de fábrica introducidos en el modelo como vigas de acoplamiento están formados por piezas o bloques adecuadamente interconectados a los de los muros adyacentes, o bien disponen de llaves de enlace.

C.3.3 Métodos no lineales: Estático y dinámico

- (1) Estos métodos deberían aplicarse cuando no se cumplan las condiciones del apartado **C.3.2**.
- (2) La capacidad se define en términos de desplazamiento de la cubierta. La capacidad de desplazamiento último se asimila al desplazamiento de la cubierta para el que la resistencia lateral total (cortante de la base) ha descendido hasta el 80% de la resistencia punta de la estructura, debido al daño y fallo progresivo de los elementos resistentes de las cargas horizontales.
- (3) La demanda, a comparar con la capacidad, es el desplazamiento de la cubierta que corresponde al desplazamiento previsto del apartado **4.4.4.4** de este Anejo y en el punto **(1)** del apartado **4.3.3.4.2.6** del Anejo 1 para la acción sísmica considerada.

NOTA El apéndice B del Anejo 1 da un procedimiento para la determinación del desplazamiento previsto a partir del espectro de respuesta elástica.

C.4 Modelos de capacidad para la evaluación

C.4.1 Modelos para la evaluación global

C.4.1.1 Estado límite de proximidad al colapso (NC)

- (1) Los criterios de evaluación dados en términos de medidas de respuesta global pueden aplicarse sólo cuando el análisis sea no-lineal.
- (2) La capacidad global en el estado límite de proximidad al colapso (NC) puede tomarse igual a la capacidad de desplazamiento último definida en el punto **(2)** del apartado **C.3.3**.

C.4.1.2 Estado límite de daños significativos (DS)

- (1) Se aplica el punto **(1)** del apartado **C.4.1.1**.
- (2) La capacidad global en el estado límite de daños significativos (DS) puede tomarse igual a 3/4 de la capacidad de desplazamiento último definida en el punto **(2)** del apartado **C.3.3**.

C.4.1.3 Estado Límite de Limitación de Daños (DL)

- (1) Si se realiza un análisis lineal, el criterio para la evaluación global se define en términos del esfuerzo cortante en la base en la dirección horizontal de la acción sísmica. La capacidad puede tomarse igual a la suma de las capacidades a cortante de cada uno de los muros, en la medida en que estas capacidades están controladas por la flexión (véase el punto **(1)** del apartado **C.4.2.1**) o por el esfuerzo cortante (véase el punto **(1)** del apartado **C.4.3.1**) en la dirección horizontal de la acción sísmica. La demanda es la estimación del cortante máximo en la base en esa dirección a partir del análisis lineal.
- (2) Si se lleva a cabo un análisis no lineal, la capacidad para la evaluación global viene definida como el límite de elasticidad (fuerza y desplazamiento en el límite elástico) de la relación idealizada fuerza/desplazamiento elasto-plástica perfecta del sistema equivalente con un solo grado de libertad.

NOTA El apéndice B del Anejo 1 da un procedimiento para la determinación de la fuerza y el desplazamiento en el límite elástico de la relación idealizada fuerza/desplazamiento elasto-plástica perfecta del sistema equivalente con un solo grado de libertad.

C.4.2 Elementos sometidos a esfuerzo normal y de flexión

C.4.2.1 Estado límite de daños significativos (SD)

(1) La capacidad de un muro de fábrica no armada está controlada por la flexión si el valor de su capacidad a cortante dada en el punto (3) del apartado C.4.2.1 es menor que el valor dado en el punto (3) del apartado C.4.3.1.

(2) La capacidad de un muro de fábrica no armada controlada por la flexión puede expresarse en términos de desplazamiento relativo y tomarse igual a $0,008 \cdot H_0/D$ para los muros sismorresistentes primarios, e igual a $0,012 \cdot H_0/D$ para los secundarios, donde:

D es la dimensión horizontal en el plano del muro (longitud);

H_0 es la distancia entre la sección donde se obtiene la capacidad a flexión y el punto de inflexión.

(3) La capacidad a cortante de un muro de fábrica no armada controlada por la flexión bajo una carga axil N , puede tomarse igual a:

$$V_f = \frac{DN}{2H_0} (1 - 1,15 v_d) \quad (C.1)$$

donde

D y H_0 se definen en el punto (2);

$v_d = N/(Dt f_d)$ es la carga axil normalizada, con $f_d = f_m/CF_m$ (donde f_m es la resistencia media a compresión obtenida de los ensayos *in situ* y de las fuentes de información adicionales, CF_m es el coeficiente de confianza aplicable a la fábrica dado en la tabla 3.1 para el nivel apropiado de conocimiento m), t es el espesor del muro.

C.4.2.2 Estado límite de proximidad al colapso (NC)

(1) Se aplican los puntos (1) y (3) del apartado C.4.2.1.

(2) La capacidad de un muro de fábrica controlada por la flexión puede expresarse en términos de desplazamiento relativo y tomarse igual a 4/3 de los valores en el punto (2) del apartado C.4.2.1.

C.4.2.3 Estado límite de limitación de daños (DL)

(1) Se aplica el punto (1) del apartado C.4.2.1.

(2) La capacidad de un muro de fábrica no armada controlada por la flexión puede tomarse igual a la capacidad a cortante dado en el punto (3) del apartado C.4.2.1.

C.4.3 Elementos sometidos a esfuerzo cortante

C.4.3.1 Estado límite de daños significativos (SD)

(1) La capacidad de un muro de fábrica no armada está controlada por el esfuerzo cortante si el valor de su capacidad a cortante dada en el punto (3) del apartado C.4.3.1 es menor o igual que el valor dado en el punto (3) del apartado C.4.2.1.

(2) La capacidad de un muro de fábrica no armada controlada por el esfuerzo cortante puede expresarse en términos de desplazamiento relativo y tomarse igual a 0,004 para los muros sismorresistentes primarios y a 0,006 para los muros sismorresistentes secundarios.

(3) La capacidad a cortante de un muro de fábrica no armada, controlada por el esfuerzo cortante bajo una carga axil N , puede tomarse igual a:

$$V_f = f_{vd} D' t \quad (C.2)$$

donde

D' es la longitud del área comprimida del muro;

t es el espesor del muro; y

f_{vd} es la resistencia a cortante de la fábrica teniendo en cuenta la presencia de la carga vertical: $= f_{vm0} + 0,4 \cdot N / D' t \leq 0,065 f_m$, donde f_{vm0} es la resistencia a cortante media en ausencia de carga vertical y f_m es la resistencia a compresión media, ambos valores obtenidos de ensayos *in situ* y de fuentes de información adicionales, y divididas por los coeficientes de confianza, definidos en el punto (1) del apartado 3.5 y la tabla 3.1, para el nivel de conocimiento alcanzado. En muros sismorresistentes primarios, las resistencias de ambos materiales se dividen posteriormente por el coeficiente parcial para la fábrica de acuerdo con el apartado 9.6 del Anejo 1.

C.4.3.2 Estado límite de proximidad al colapso (NC)

(1) Se aplican los puntos (1) y (3) del apartado C.4.3.1.

(2) La capacidad de un muro de fábrica no armada controlada por el esfuerzo cortante puede expresarse en términos de desplazamiento relativo y tomarse igual a los 4/3 de los valores dados en el punto (2) del apartado C.4.3.1.

C.4.3.3 Estado límite de limitación de daños (DL)

(1) Se aplica el punto (1) del apartado C.4.3.1.

(2) La capacidad de un muro de fábrica no armada controlada por el esfuerzo cortante puede tomarse como la capacidad a cortante dada en el punto (3) del apartado C.4.3.1.

C.5 Intervenciones estructurales

C.5.1 Técnicas de reparación y refuerzo

C.5.1.1 Reparación de las fisuras

(1) Si la abertura de fisura es relativamente pequeña (por ejemplo, menor de 10 mm) y el grosor del muro es relativamente pequeño, las fisuras pueden sellarse con mortero.

(2) Si la anchura de las fisuras es pequeña pero no lo es el grosor del muro, se deberían emplear inyecciones de lechada de cemento (mortero de cemento fluido). Cuando sea posible, se empleará un mortero sin retracción. En su lugar, para grietas finas se puede emplear un mortero epoxi.

(3) Si las fisuras son relativamente anchas (por ejemplo, de más de 10 mm), la zona dañada se debería reconstruir utilizando ladrillos o piedras alargadas (de cosido). En caso contrario, se deberían emplear grapas en forma de cola de milano, placas metálicas o mallas poliméricas para unir las dos caras de la fisura. Los huecos deberían rellenarse con mortero de cemento de fluidez apropiada.

(4) Cuando los tendeles están razonablemente nivelados, la resistencia de los muros frente a la fisuración vertical puede mejorarse considerablemente colocando en los tendeles cables de acero trenzado de pequeño diámetro o bien bandas de malla polimérica.

(5) Para la reparación de grandes fisuras diagonales, se pueden formar nervios verticales de hormigón en las ranuras irregulares hechas en el muro de fábrica, normalmente por los dos lados. Tales nervios deberían estar armados con estribos cerrados y armaduras longitudinales. Los cables de acero trenzado indicados en el punto (4) deberían cruzar los nervios de hormigón. Como alternativa, se pueden emplear mallas poliméricas cubriendo una o ambas caras de los muros de fábrica, combinadas con mortero y enfoscado apropiados.

C.5.1.2 Reparación y refuerzo de las intersecciones de muros

(1) Para mejorar la conexión entre muros concurrentes, debería hacerse uso de ladrillos o piedras de aparejo cruzado. La conexión puede hacerse más efectiva de distintas maneras:

- i. Mediante la construcción de un zuncho de hormigón armado;
- ii. Incorporando placas de acero o mallas en los tendeles;
- iii. Mediante la inserción de armaduras de acero inclinadas en agujeros taladrados en la fábrica y rellenados posteriormente con un mortero de fluidez adecuada;
- iv. Mediante postensado.

C.5.1.3 Refuerzo y rigidización de los diafragmas horizontales

(1) Los pisos de madera pueden reforzarse y rigidizarse contra distorsiones en el plano de varias formas:

- i. Clavando una capa adicional (perpendicular u oblicua) de tableros de madera sobre los existentes.
- ii. Formando una sobrecapa de hormigón armado con malla de acero electrosoldada. La sobrecapa de hormigón debería tener conexión a rasante con el piso de madera y la armadura debería anclarse a los muros.
- iii. Colocando una malla en las dos direcciones diagonales de llaves de atado de acero ancladas a las vigas y a los muros perimetrales.

(2) Las cerchas de las cubiertas deberían arriostrarse y anclarse a los muros de apoyo. Se debería crear un diafragma horizontal a nivel de los cordones inferiores de las cerchas (por ejemplo, mediante elementos de arriostramiento que proporcionen una adecuada resistencia para impedir las distorsiones en ambas direcciones).

C.5.1.4 Vigas de atado

(1) Si las vigas de atado existentes entre los muros y los forjados están dañadas, deberían repararse o

reconstruirse. Si no hubiera vigas de atado en la estructura original del edificio, deberían añadirse.

C.5.1.5 Refuerzo de edificios mediante tirantes de acero

(1) La adición de tirantes de acero, de forma longitudinal o transversal a los muros, externas o dentro de perforaciones en los muros, es una forma eficiente de conectar muros y mejorar el comportamiento global de los edificios de fábrica.

(2) Se pueden utilizar tirantes postensados para mejorar la resistencia de los muros frente a los esfuerzos de la tracción.

C.5.1.6 Refuerzo de los muros de fábrica rellenos de escombros (muros de varias hojas)

(1) El relleno de escombros puede reforzarse mediante mortero fluido si la penetración de este mortero es satisfactoria. Si la adherencia del mortero al escombros resultase deficiente, la adición de este mortero debería complementarse con armaduras de acero insertadas a través del relleno y ancladas a las hojas externas del muro.

C.5.1.7 Refuerzo de muros mediante camisas de hormigón armado o perfiles de acero

(1) El hormigón debería aplicarse mediante el método de gunitado y las camisas deberían armarse con malla de acero electrosoldada o barras de acero.

(2) Las camisas pueden aplicarse sólo a una cara del muro, o preferiblemente a ambas. Las dos capas de la camisa aplicadas en caras opuestas del muro deberían conectarse mediante ataduras transversales a través de la fábrica. Las camisas aplicadas sólo a una de las caras deberían conectarse a la fábrica mediante rozas.

(3) Los perfiles de acero pueden emplearse de una manera similar, siempre que estén adecuadamente conectados a ambas caras del muro o a una sola cara.

C.5.1.8 Refuerzo de los muros mediante camisas de malla polimérica

(1) Se pueden utilizar mallas de polímero para reforzar los elementos de fábrica existentes y nuevos. En el caso de elementos existentes, las mallas se deberían conectar a los muros de fábrica por un lado o por ambos y deberían anclarse a los muros perpendiculares. En el caso de nuevos elementos, la intervención puede requerir la inserción adicional de mallas en las capas horizontales de mortero (tendeles) entre ladrillos. Las pastas para cubrir las mallas con polímero deberían ser dúctiles, preferiblemente mezclas de cal y cemento con armadura a base de fibras.

ANEJO 4.

Proyecto de estructuras sismorresistentes

Silos, depósitos y tuberías

1 Generalidades

1.1 Campo de aplicación

(1) El campo de aplicación de la Norma Sismorresistente se define en el apartado **1.1.1** del Anejo 1, y el de este Anejo en este apartado. En el apartado **1.1.3** del Anejo 1 se indican las otras partes de la Norma Sismorresistente.

(2) En este Anejo se especifican los principios y las reglas de aplicación para el proyecto sísmico de los aspectos estructurales de instalaciones compuestas por sistemas de tuberías superficiales o enterradas, por depósitos de almacenamiento de diferentes tipos y usos, así como también por elementos independientes, tales como por ejemplo depósitos elevados de agua que tengan un propósito específico o grupos de silos que contengan materiales granulares, etc.

(3) Este Anejo incluye las reglas y los criterios complementarios necesarios para el proyecto sísmico de estas estructuras, sin restricciones por razón de tamaño, tipo estructural ni otras características funcionales. También proporciona métodos detallados de evaluación y reglas de comprobación para el diseño sismorresistente de algunos tipos de depósitos y silos.

(4) Las disposiciones de este Anejo pueden no ser suficientes para el caso de instalaciones que supongan un alto riesgo para la población o para el medio ambiente, las cuales podrían requerir satisfacer exigencias complementarias específicas. Este Anejo resulta igualmente insuficiente para el caso de obras de construcción que tengan elementos estructurales no habituales que, para asegurar la protección sísmica, requieran medidas y estudios especiales. Para estos dos casos en este Anejo se proporcionan principios generales, pero no reglas de aplicación detalladas.

(5) Aunque las tuberías de gran diámetro están dentro del campo de aplicación de este Anejo, los criterios de cálculo correspondientes no son de aplicación para otras instalaciones aparentemente similares, tales como túneles y grandes excavaciones subterráneas.

(6) Las instalaciones cubiertas por este Anejo se caracterizan a menudo por su naturaleza de infraestructuras esenciales, por lo que requieren conceptos, modelos y métodos que pueden diferir sustancialmente de aquellos de uso corriente para estructuras más comunes. Además, la respuesta y la estabilidad de los silos y de los depósitos sometidos a acciones sísmicas fuertes pueden implicar fenómenos de interacción bastante complejos entre el suelo-estructura y el material almacenado (sea fluido o granular), no fácilmente reducibles a métodos de cálculo simplificados. Un reto similar puede ser el calcular un sistema de tuberías que atraviese áreas con suelos pobres y posiblemente inestables. Por las razones expuestas, la organización de este Anejo es, en cierto modo, distinta de la de otras partes de la Norma Sismorresistente. Este Anejo se limita, en general, a principios básicos y enfoques metodológicos.

NOTA En los apéndices A y B se tratan métodos de análisis detallados para ciertas situaciones típicas que van más allá de los principios básicos y enfoques metodológicos. Estos apéndices no tienen carácter reglamentario.

(7) En la formulación y la aplicación de los requisitos generales se ha hecho una distinción entre estructuras independientes y sistemas redundantes, por medio de la elección de factores de importancia y/o mediante la definición de criterios específicos de comprobación.

(8) Si se dota a las tuberías superficiales de protección sísmica mediante dispositivos de aislamiento sísmico entre las tuberías y sus apoyos (especialmente en los pilotes), entonces se aplica el Anejo 2, según proceda. Para el cálculo de depósitos, silos o instalaciones individuales o componentes de sistemas de tuberías con aislamiento sísmico son de aplicación las disposiciones pertinentes del Anejo 1.

1.2 Normas para referencia y consulta

(1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.2** del Anejo 1.

1.3 Hipótesis

(1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.3** del Anejo 1.

1.4 Unidades del sistema internacional (S.I.)

(1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.4** del Anejo 1.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Generalidades

(1) A los efectos de este Anejo se aplican las siguientes definiciones.

1.5.2 Términos comunes

(1) Se aplican los términos y las definiciones indicados en el apartado **1.4** del Anejo 18 del Código Estructural.

1.5.3 Otros términos utilizados en esta Norma Sismorresistente

(1) A los efectos de este Anejo, se aplican los términos indicados en el apartado **1.5.2** del Anejo 1.

1.5.4 Otros términos utilizados en este Anejo

Estructura independiente:

Estructura en cuyo comportamiento estructural y funcional durante y después de un sismo no influye el de otras estructuras, y cuyas consecuencias de fallo están sólo relacionadas con sus exigencias funcionales.

Superficie equivalente:

En un silo, plano horizontal que delimita el mismo volumen de sólido almacenado que la superficie real.

1.6 Símbolos

- (1) A los efectos de este Anejo, son de aplicación los siguientes símbolos:

A_{Ed}	valor de cálculo de la acción sísmica ($= \gamma_I A_{Ek}$)
A_{Ek}	valor característico de la acción sísmica para el periodo de retorno de referencia
b	dimensión horizontal de un silo paralela a la componente horizontal de la acción sísmica
d_c	diámetro interior de un silo circular
d_g	desplazamiento de cálculo del suelo, según el punto (1) del apartado 3.2.2.4 del Anejo 1, utilizado en la expresión (4.1)
g	aceleración de la gravedad
h_b	altura total del silo, medida desde un fondo plano o la salida de una tolva hasta la superficie equivalente del contenido almacenado
q	coeficiente de comportamiento
r	radio del silo circular, del compartimento del silo, del depósito o de la tubería
r_s^*	cantidad geométrica definida para los silos por medio de la expresión (3.5) como $r_s^* = \min (H, Br_s/2)$
t	espesor
x	distancia vertical entre un punto situado sobre una pared del silo y el fondo plano del silo o el vértice de una tolva cónica o piramidal
x	distancia entre el punto de anclaje de la tubería y el punto de unión con el depósito
z	coordenada vertical descendente en un silo, medida desde la superficie equivalente del contenido almacenado
$\alpha(z)$	relación entre la respuesta en aceleración del silo a la altura de interés, z , y la aceleración de la gravedad
β	ángulo de inclinación de la pared de la tolva de un silo, medido con la vertical, o el ángulo de inclinación de mayor pendiente con la vertical de la pared de una tolva piramidal
γ	peso específico aparente del material granular de un silo, véase el punto (2) del apartado 3.1
γ_I	factor de importancia
γ_p	factor de amplificación para las fuerzas transmitidas por las tuberías a la zona de anclaje en la pared de un depósito, para la zona que ha de calcularse para que permanezca elástica, véase el punto (3) del apartado 4.5.1.3
Δ	valor mínimo del desplazamiento relativo impuesto entre el primer punto de anclaje de la tubería y el depósito, dado por la expresión (4.1)
$\Delta_{ph,s}$	presión normal adicional sobre la pared del silo debida a la respuesta del sólido granular a la componente horizontal de la acción sísmica
$\Delta_{ph,so}$	presión de referencia en las paredes del silo dada en el punto (8) del apartado 3.3, expresión (3.6)
θ	ángulo ($0^\circ \leq \theta < 360^\circ$) entre el radio que pasa por el punto de interés de la pared de un silo circular y la dirección de la componente horizontal de la acción sísmica
λ	factor de corrección del cortante en la base, obtenido por el método de análisis de la fuerza lateral del punto (1) del apartado 4.3.3.2.2 del Anejo 1
ν	factor de reducción de los efectos de la acción sísmica correspondiente al estado de limitación de daños

ξ	cociente de amortiguamiento viscoso (en porcentaje)
$\psi_{2,i}$	coeficiente de combinación para el valor cuasipermanente de una acción variable i
$\psi_{E,i}$	coeficiente de combinación para una acción variable i , utilizado para determinar los efectos de la acción sísmica de cálculo.

2 Principios generales y reglas de aplicación

2.1 Requisitos de seguridad

2.1.1 Generalidades

(1) Este Anejo trata estructuras que pueden presentar grandes diferencias en aspectos básicos tales como:

- la naturaleza y la cantidad del contenido y su peligro potencial asociado;
- las exigencias funcionales durante y después de un terremoto;
- las condiciones medioambientales.

(2) Dependiendo de las combinaciones específicas de las características indicadas, serán apropiadas diferentes formulaciones de los requisitos generales. En aras de la coherencia con el marco general del Código Estructural, se mantiene el principio de los estados límite, con una definición convenientemente adaptada.

2.1.2 Estado límite último

(1) El estado límite último para el que se debe comprobar un sistema se define como aquel que corresponde al fallo estructural. En algunas circunstancias es posible que, después de un número aceptable de reparaciones, un sistema recupere parcialmente la capacidad operacional que había perdido al excederse el estado límite último.

NOTA 1 Dichas circunstancias son aquellas definidas por la autoridad competente o, en su defecto, la propiedad.

(2) Para los elementos particulares de una red, así como para estructuras independientes cuyo colapso completo tendría graves consecuencias, el estado límite último se define como el estado previo al colapso estructural que, a pesar de su gravedad, evitaría roturas frágiles y permitiría la descarga controlada de su contenido. Cuando el fallo de los elementos antes mencionados no conlleve consecuencias graves, el estado límite último se puede definir como el estado correspondiente al colapso total de la estructura.

(3) La acción sísmica de cálculo para la cual no se puede exceder el estado límite último se debe establecer basándose en las consecuencias directas e indirectas del fallo estructural.

(4) La acción sísmica de cálculo, A_{Ed} , se debe expresar en función de:

a) la acción sísmica de referencia, A_{Ek} , asociada a una probabilidad de excedencia de referencia, P_{NCR} , del 10% en 50 años o a un periodo de retorno de referencia, $T_{NCR} = 475$ años; y

b) el factor de importancia γ_i , al objeto de tener en cuenta los diferentes grados de fiabilidad (véase el Anejo 18 del Código Estructural).

$$A_{Ed} = \gamma_i A_{Ek} \quad (2.1)$$

NOTA Véanse el apartado 2.1 y el punto (3) del apartado 3.2.1 del Anejo 1.

(5) La capacidad de los sistemas estructurales de resistir en el rango no-lineal las acciones sísmicas correspondientes al estado límite último, permite generalmente que se calculen para resistir fuerzas sísmicas menores que las correspondientes a una respuesta elástica lineal.

(6) Para evitar un análisis inelástico explícito en el cálculo, la capacidad de los sistemas estructurales para disipar energía, principalmente por el comportamiento dúctil de sus elementos y/u otros mecanismos, se puede tener en cuenta realizando un análisis elástico-lineal basado en un espectro de respuesta reducido con respecto al elástico, llamado “espectro de cálculo”. Esta reducción se lleva a cabo introduciendo un coeficiente de comportamiento q , que es una aproximación de la relación entre las fuerzas sísmicas que experimentaría la estructura si su respuesta fuera completamente elástica con un amortiguamiento viscoso del 5%, y las fuerzas sísmicas que se pueden incluir en el cálculo con un modelo de análisis convencional elástico-lineal, asegurando todavía un funcionamiento satisfactorio del sistema estructural en el estado límite último.

(7) En los capítulos pertinentes de este Anejo se dan, para los distintos tipos de construcciones incluidas en su ámbito de aplicación, los valores del coeficiente de comportamiento q , que también tienen en cuenta la influencia de un amortiguamiento viscoso diferente del 5%.

2.1.3 Estado de limitación de daños

(1) Dependiendo de las características y de la finalidad de la estructura considerada, puede ser necesario que se satisfaga un estado de limitación de daños que reúna uno o los dos niveles de comportamiento siguientes:

- ‘integridad’;
- ‘nivel de funcionamiento mínimo’.

(2) A fin de satisfacer el requisito de “integridad”, el sistema considerado, incluyendo un conjunto determinado de elementos accesorios integrados en él, debe permanecer completamente en servicio y estanco bajo la acción sísmica correspondiente.

(3) Para satisfacer el requisito de “nivel de funcionamiento mínimo”, se debe limitar el alcance y la cantidad de los daños en el sistema considerado, incluyendo algunos de sus componentes, de manera que, después de que se hayan realizado los trabajos de comprobación y control de daños, la capacidad del sistema se pueda restaurar hasta un nivel de operación predefinido.

(4) La acción sísmica para la cual no se puede superar este estado límite debe tener una probabilidad anual de excedencia cuyo valor se establece basándose en lo siguiente:

- las consecuencias de la pérdida de funcionamiento y /o de la fuga del contenido, y
- las pérdidas debidas a la reducción de la capacidad del sistema y a las reparaciones necesarias.

(5) La acción sísmica para la cual no se puede superar el estado de “limitación de daños” debe tener una probabilidad de excedencia, P_{DLR} , del 10% en 10 años o un periodo de retorno, $T_{DLR} = 95$ años. Para obtener la acción sísmica para la comprobación del estado de limitación de daños, y a falta de datos más precisos, se puede utilizar el factor de reducción aplicado a la acción sísmica de cálculo de acuerdo con el punto (3) del apartado 2.2.

2.1.4 Grados de fiabilidad

(1) El nivel de protección de las redes de tuberías y de las estructuras independientes, ya sean depósitos o silos, debe ser proporcional al número de personas expuestas al riesgo y a las pérdidas económicas que implica el no alcanzarse su funcionamiento esperado.

(2) Los grados de fiabilidad se deben lograr ajustando apropiadamente los valores de la probabilidad anual de excedencia de la acción sísmica de cálculo.

(3) Este ajuste se deberá llevar a cabo clasificando las estructuras en diferentes clases de importancia y aplicando a la acción sísmica de referencia un factor de importancia γ_I , según se define en el punto (4) del apartado 2.1.2 de este Anejo y en el punto (3) del apartado 2.1 del Anejo 1, cuyo valor depende de la clase de importancia. Los valores específicos del factor γ_I , necesarios para modificar la acción sísmica de modo que corresponda a un sismo con un periodo de retorno elegido, dependen en rigor de la peligrosidad de cada zona; no obstante, a los efectos de esta Norma Sismorresistente, dichos factores γ_I adoptan un valor constante para cada clase de importancia. El valor del factor de importancia $\gamma_I = 1,0$ está asociado a la acción sísmica con el periodo de retorno de referencia indicado en el punto (4) del apartado 2.1.2.

NOTA Para la dependencia del valor de γ_I véanse, en el Anejo 1, la nota del punto (4) del apartado 2.1 y el punto (3) del apartado 3.2.1.

(4) Para las estructuras dentro del campo de aplicación de este Anejo es apropiado considerar cuatro clases de importancia diferentes, dependiendo del riesgo potencial de pérdida de vidas humanas debido al fallo de una estructura en particular y dependiendo de las consecuencias económicas y sociales de un fallo. Dentro de cada clase de importancia se puede hacer otra clasificación, dependiendo del uso y del contenido de la instalación y de sus implicaciones para la seguridad pública.

NOTA Las clases de importancia I, II y III/IV se corresponden aproximadamente con las clases de consecuencias CC1, CC2, y CC3, respectivamente, definidas en el apéndice B del Anejo 18 del Código Estructural.

(5) La clase I corresponde a las situaciones en las que el riesgo para las vidas humanas es bajo y las consecuencias económicas y sociales en caso de fallo son pequeñas o despreciables.

(6) La clase II corresponde a situaciones con un riesgo medio para las vidas humanas y con consecuencias económicas y sociales locales en caso de fallo.

(7) La clase III corresponde a situaciones con un riesgo alto para la vida y con consecuencias económicas y sociales importantes en caso de fallo.

(8) La clase IV corresponde a situaciones con un riesgo excepcional para las vidas humanas y con consecuencias económicas y sociales extremas en caso de fallo.

NOTA Los valores de γ_I pueden ser distintos para las diferentes zonas sísmicas, dependiendo de las condiciones de peligrosidad sísmica (véase la nota del punto (4) del apartado 2.1 del Anejo 1) y de las consideraciones de seguridad pública detalladas en el apartado 2.1.4. No obstante, a los efectos de esta Norma Sismorresistente,

los factores γ_I adoptan un valor constante para cada clase de importancia. El valor de γ_I para la clase de importancia II es, por definición, igual a 1,0.

El valor γ_I para las distintas clases de importancia es:

- Clase de importancia I: $\gamma_I = 0,8$
- Clase de importancia II: $\gamma_I = 1$
- Clase de importancia III: $\gamma_I = 1,3$
- Clase de importancia IV: $\gamma_I = 1,6$

(9) Un sistema de tuberías que atraviese un área geográfica extensa se encontrará normalmente con una amplia variedad de condiciones de peligrosidad sísmica y de suelos. Además, a lo largo de un sistema de tuberías puede haber subsistemas, que pueden ser tanto instalaciones anexas (cisternas, depósitos de almacenamiento, etc.) como instalaciones de las tuberías (válvulas, bombas, etc.). En estas circunstancias, los tramos críticos de la tubería (por ejemplo, las partes menos redundantes del sistema) y los componentes críticos (bombas, compresores, equipos de control, etc.) se deben dimensionar para asegurar una mayor fiabilidad en relación con los sismos. Los otros componentes, que son menos esenciales y que pueden soportar un cierto nivel aceptable de daños, no necesitan ser dimensionados con criterios tan severos.

2.1.5 Fiabilidad de elementos frente a fiabilidad del sistema

(1) Los requisitos de fiabilidad especificados en el apartado **2.1.4** se deben aplicar al sistema completo considerado, esté constituido por un elemento único o bien por un grupo de elementos conectados de diferentes maneras a fin de realizar las funciones requeridas.

(2) Aunque está fuera del alcance de este anejo la aproximación formal al análisis de la fiabilidad de un sistema, el proyectista deberá considerar de forma explícita el papel que desempeñan los distintos elementos para asegurar el funcionamiento continuo del sistema, especialmente cuando no sea redundante. En el caso de sistemas muy complejos el cálculo deberá basarse en análisis de sensibilidad.

(3) Los elementos de la red, o de una estructura de la red, que sean críticos para el fallo del sistema, deben disponer de un margen de protección adicional, proporcional a las consecuencias del fallo. Cuando no haya experiencia previa, estos elementos críticos se deben estudiar experimentalmente a fin de comprobar si las hipótesis de cálculo son aceptables.

(4) Si no se lleva a cabo un análisis más riguroso, el margen de protección adicional para los elementos críticos se puede obtener asignándoles una clase de fiabilidad (expresada en términos de clase de importancia) un nivel superior al apropiado para el sistema en conjunto. También se pueden utilizar las reglas de cálculo por capacidad para el cálculo de los elementos críticos de una estructura de la red, teniendo en cuenta la resistencia real de los elementos no considerados como críticos.

2.1.6 Proyecto conceptual

(1) Incluso cuando se especifique que la respuesta sísmica global es elástica, los elementos estructurales se deben calcular y detallar constructivamente para una cierta ductilidad local y realizarse con materiales dúctiles.

(2) Para la mitigación de los efectos sísmicos, en el proyecto de una red o de una estructura independiente se deben tener en cuenta los aspectos generales siguientes:

- redundancia funcional de los sistemas;

- ausencia de interacción entre los componentes mecánicos y eléctricos y los elementos estructurales;
- fácil acceso para la inspección, el mantenimiento y la reparación de daños;
- control de calidad de los componentes.

(3) Con el fin de evitar la propagación de daños en los sistemas funcionalmente redundantes debida a la interdependencia estructural de los componentes, se deberán aislar funcionalmente las partes correspondientes.

(4) En el caso de instalaciones importantes que sean vulnerables a terremotos, y para las que la reparación de los daños sea difícil o requiera mucho tiempo, se deberá contar con piezas o premontajes de repuesto.

2.2 Acción sísmica

(1) La acción sísmica a utilizar en el cálculo de silos, depósitos y tuberías debe ser la definida en el apartado **3.2** del Anejo 1 en las diferentes formas equivalentes de espectros de respuesta elástica, dependiendo del emplazamiento (apartado **3.2.2** del Anejo 1), y de una representación en función del tiempo (apartado **3.2.3.1** del Anejo 1). En el capítulo 6 se incluyen disposiciones complementarias relativas a la variación espacial del movimiento del terreno para tuberías enterradas.

(2) En el punto (4) del apartado **2.1.2** se especifica la acción sísmica para la cual se debe comprobar el estado límite último. Si la determinación de los efectos de la acción sísmica se basa en un análisis elástico lineal con un coeficiente de comportamiento q mayor que 1, de acuerdo con el punto (2) del apartado **3.2.2.5** del Anejo 1, entonces se debe utilizar el espectro de cálculo para análisis elástico conforme al citado apartado **3.2.2.5** (véase también el punto (6) del apartado **2.1.2** en este Anejo).

(3) Se puede aplicar un factor de reducción ν a la acción sísmica de cálculo correspondiente al estado límite último para tener en cuenta el menor periodo de retorno de la acción sísmica asociada con el estado de limitación de daños, como se menciona en el punto (1) del apartado **2.1** del Anejo 1. El valor del factor de reducción ν puede depender también de la clase de importancia de la estructura. Su uso supone implícitamente que el espectro de respuesta elástica de la acción sísmica bajo la cual se deberá comprobar el estado de limitación de daños tiene la misma forma que el espectro de respuesta elástica de la acción sísmica de cálculo correspondiente al estado límite último según el punto (1) del apartado **2.1** y el punto (3) del apartado **3.2.1** del Anejo 1 (véase el punto (2) de los apartados **3.2.2.1** y **4.4.3.2** del Anejo 1).

NOTA Los valores recomendados para ν son: $\nu = 0,5$ para las clases de importancia I y II y $\nu = 0,4$ para las clases de importancia III y IV. Se pueden obtener otros valores a partir de estudios especiales de zonificación.

2.3 Análisis

2.3.1 Métodos de análisis

(1) Para las estructuras dentro del campo de aplicación de este Anejo, los efectos de las acciones sísmicas se deberán determinar basándose en un comportamiento lineal de las estructuras y de los suelos próximos.

(2) Para obtener los efectos de las acciones sísmicas se pueden emplear métodos de análisis no lineales, especialmente en los casos particulares en los que, por la naturaleza del problema, se deba tener en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura o de los suelos de alrededor, o bien en los casos en los que la solución elástica resulte económicamente inviable.

(3) El análisis para evaluar los efectos de la acción sísmica correspondiente al estado de limitación de daños debe ser elástico-lineal, utilizando los espectros elásticos definidos en los apartados **3.2.2.2** y **3.2.2.3** del Anejo 1, multiplicados por el factor de reducción v indicado en el punto (3) del apartado **2.2**. Se deberá tener en cuenta para el amortiguamiento viscoso de los espectros elásticos el valor medio ponderado de los amortiguamientos de los diferentes materiales/elementos, de acuerdo con el apartado **2.3.5** y con el punto (3) del apartado **3.2.2.2** del Anejo 1.

(4) Para evaluar los efectos de la acción sísmica correspondiente al estado límite último se puede aplicar el análisis elástico-lineal, de acuerdo con el punto (6) del apartado **2.1.2** y el apartado **3.2.2.5** del Anejo 1, empleando los espectros de cálculo que se especifican en el apartado **3.2.2.5** del Anejo 1 para un índice de amortiguamiento del 5%. Se utiliza el coeficiente de comportamiento q que tiene en cuenta la capacidad de la estructura para disipar energía, principalmente por medio del comportamiento dúctil de sus elementos y/u otros mecanismos, así como la influencia de un amortiguamiento viscoso distinto del 5% (véase también el punto (6) del apartado **2.1.2**).

(5) Salvo indicación contraria para los tipos particulares de estructuras en las partes correspondientes de este Anejo, los tipos de análisis que se pueden aplicar son los que se indican en el apartado **4.3.3** del Anejo 1, a saber:

- a) el método de análisis (elástico-lineal) “de la fuerza lateral” (véase el apartado **4.3.3.2** del Anejo 1);
- b) el método de análisis (elástico-lineal) “modal mediante espectros de respuesta” (véase el apartado **4.3.3.3** del Anejo 1);
- c) el análisis estático no lineal (del empuje incremental) (véase el apartado **4.3.3.4.2** del Anejo 1);
- d) el análisis (dinámico) no lineal en el dominio del tiempo (véase el apartado **4.3.3.4.3** del Anejo 1).

(6) Los puntos (1), (2), (6), (7) y (9) del apartado **4.3.1**, y los puntos (5) y (6) del apartado **4.3.3.1** del Anejo 1 se deben aplicar para el modelado y el análisis de los distintos tipos de estructuras cubiertos por este Anejo.

(7) El análisis elástico-lineal “de la fuerza lateral” se deberá realizar de acuerdo con el punto (1) del apartado **4.3.3.2.1**, con los puntos (1) y (2) del apartado **4.3.3.2.2** (con $\lambda = 1,0$) y con el punto (2) del apartado **4.3.3.2.3** del Anejo 1. Este método es apropiado para estructuras que respondan a cada una de las componentes de la acción sísmica aproximadamente como un sistema de un solo grado de libertad: depósitos elevados y rígidos (es decir de hormigón) o silos sobre apoyos relativamente flexibles y casi sin masa.

- (8) El análisis “modal mediante espectros de respuesta” se deberá realizar de acuerdo con los puntos (2), (3) y (4) del apartado 4.3.3.3.1 y con el apartado 4.3.3.3.2 del Anejo 1. Este método es apropiado para estructuras cuya respuesta se vea significativamente afectada por las contribuciones de modos distintos de los de un sistema con un solo grado de libertad en cada dirección principal.
- (9) El análisis no-lineal, sea estático (por empujes incrementales) o dinámico (en el dominio del tiempo), deberá satisfacer el apartado 4.3.3.4.1 del Anejo 1.
- (10) El análisis estático no-lineal (por empujes incrementales) se deberá realizar de acuerdo con el punto (1) del apartado 4.3.3.4.2.2 y los apartados 4.3.3.4.2.3 y 4.3.3.4.2.6 del Anejo 1.
- (11) El análisis dinámico no lineal (en el dominio del tiempo) deberá satisfacer el apartado 4.3.3.4.3 del Anejo 1.
- (12) Para el análisis de depósitos, silos e instalaciones aisladas o de los elementos de los sistemas de tuberías con aislamiento en su base, son de aplicación las disposiciones correspondientes del Anejo 1.
- (13) Para el análisis de tuberías superficiales que posean dispositivos de aislamiento sísmico entre ellas y sus apoyos, son de aplicación las disposiciones correspondientes del Anejo 2.

2.3.2 Interacción con el suelo

- (1) Los efectos de la interacción suelo-estructura se deben tratar de acuerdo con el capítulo 6 del Anejo 5.

NOTA Tanto en el apéndice A como en el apéndice C del Anejo 6, se ofrece información complementaria sobre métodos para considerar la interacción suelo-estructura.

2.3.3 Amortiguamiento

2.3.3.1 Amortiguamiento de la estructura

- (1) Si los valores del amortiguamiento no se obtienen a partir de datos específicos, se deberán utilizar los siguientes valores del índice de amortiguamiento para el análisis lineal:
- a) estado de limitación de daños: los valores especificados en el punto (1) del apartado 4.1.3 del Anejo 2;
 - b) estado límite último: $\xi = 5\%$.

2.3.3.2 Amortiguamiento del contenido

- (1) Como índice de amortiguamiento del agua y de otros líquidos se puede adoptar el valor $\xi = 0,5\%$, a no ser que se determine otro diferente.

NOTA En el apéndice A se hace referencia a información complementaria relativa a los coeficientes de amortiguamiento de los líquidos.

- (2) Para los materiales granulares se deberá utilizar un valor apropiado del índice de amortiguamiento. A falta de información más específica se puede adoptar el valor $\xi = 10\%$.

2.3.3.3 Amortiguamiento de la cimentación

(1) El amortiguamiento de los materiales varía con la naturaleza del suelo y con la intensidad de la sacudida. Cuando no se disponga de indicaciones más precisas, se deberán utilizar los valores dados en la tabla 4.1 del Anejo 5.

(2) El amortiguamiento por radiación depende de la dirección del movimiento (traslación horizontal, traslación vertical, oscilación, etc.), de la geometría de la cimentación y de la estratificación del suelo y su morfología. Los valores adoptados en el análisis deben ser compatibles con las condiciones reales del emplazamiento y se deben justificar mediante referencias a resultados teóricos y/o experimentales reconocidos. Los valores del amortiguamiento por radiación empleados en el análisis no deben exceder un valor máximo, $\xi_{\max.} = 30\%$.

NOTA En el Anejo 6 se dan directrices para la elección y el uso de los valores de amortiguamiento asociados con los distintos movimientos de la cimentación.

2.3.3.4 Amortiguamiento ponderado

(1) El amortiguamiento medio global del sistema en su conjunto deberá tener en cuenta las contribuciones de los distintos materiales/elementos al amortiguamiento.

NOTA En la nota del punto (1) del apartado 4.1.3 del Anejo 2 y en el apéndice B del Anejo 6, se exponen métodos para tener en cuenta la contribución de los distintos materiales/elementos al amortiguamiento medio global del sistema.

2.4 Coeficientes de comportamiento

(1) El coeficiente de comportamiento q para el estado de limitación de daños debe ser igual a 1,0.

NOTA Para las estructuras cubiertas por este Anejo no es de esperar una disipación significativa de energía en el estado de limitación de daños.

(2) En las comprobaciones del estado límite último sólo se permite el uso de coeficientes q mayores de 1,5, a condición de que se identifiquen y se cuantifiquen explícitamente las fuentes de disipación de energía y de que se demuestre la capacidad de la estructura de sacar partido de ellas por medio de los detalles constructivos apropiados.

(3) Si la protección sísmica se obtiene mediante aislamiento sísmico, el valor del coeficiente de comportamiento para el estado límite último no debe ser mayor de $q = 1,5$, a excepción de lo establecido en el punto (4).

(4) Si la protección sísmica se obtiene mediante aislamiento sísmico, se debe tomar para q un valor igual a 1 para los casos siguientes:

- a) Para el cálculo de la subestructura (es decir, de los elementos situados por debajo del plano de aislamiento).
- b) Para la parte de la respuesta de la superestructura de los depósitos debida a la contribución convectiva de la respuesta del líquido (ola convectiva).
- c) Para el cálculo de los aisladores.

2.5 Comprobaciones de seguridad

2.5.1 Generalidades

- (1) Las comprobaciones de seguridad se deben llevar a cabo para los estados límite definidos en el apartado **2.1**, siguiendo las disposiciones específicas indicadas en los apartados **3.5**, **4.5**, **5.6** y **6.5**.
- (2) Si se aumenta el espesor de las chapas para tener en cuenta los efectos de su futura corrosión, las comprobaciones se deberán hacer tanto con el espesor no aumentado como con el aumentado. El análisis se puede basar en un solo valor del espesor de las chapas.

2.5.2 Combinaciones de la acción sísmica con otras acciones

- (1) El valor de cálculo E_d de los efectos de las acciones en la situación sísmica de cálculo se debe determinar de acuerdo con el apartado **6.4.3.4** del Anejo 18 del Código Estructural. Además, los efectos inerciales de la acción sísmica de cálculo se deben evaluar de acuerdo con el punto **(2)** del apartado **3.2.4** del Anejo 1.
- (2) En depósitos enterrados total o parcialmente, las cargas permanentes incluyen, además del peso de la estructura, el peso de la tierra de recubrimiento y las posibles presiones externas permanentes debidas al agua subterránea.
- (3) Los coeficientes de combinación $\psi_{2,i}$ (para el valor cuasipermanente de la acción variable i) deben ser los dados en la reglamentación específica vigente, o, en su defecto, en los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados. Los coeficientes de combinación ψ_{Ei} , introducidos en el punto **(2)** del apartado **3.2.4** del Anejo 1 para el cálculo de los efectos de las acciones sísmicas, se deben tomar iguales a $\psi_{2,i}$ multiplicados por un factor φ , cuyo valor es $\varphi = 1$, cuando los silos, depósitos o tuberías están llenos, y $\varphi = 0$, cuando están vacíos.
- (4) Los efectos del contenido se deben tener en cuenta en las cargas variables para dos niveles de llenado: vacío o lleno. En silos multicelulares o depósitos compartimentados se deben considerar las distintas distribuciones probables de celdas llenas y vacías, de acuerdo con las normas de funcionamiento de la instalación. Como mínimo se deben considerar las situaciones de cálculo en las que todas las celdas estén vacías o llenas. En la situación sísmica de cálculo sólo se deben considerar las cargas de llenado simétrico de los silos o de las celdas de los silos.

3 Principios específicos y reglas de aplicación para silos

3.1 Introducción

- (1) Se ha hecho una distinción entre:
 - Los silos apoyados directamente sobre el terreno o sobre la cimentación, y
 - Los silos elevados, apoyados sobre un forro de chapa inferior (faldón) extendido hasta el suelo o bien sobre una serie de pilares, arriostrados o no.

El efecto principal de la acción sísmica en silos apoyados sobre el terreno son las tensiones inducidas en la lámina de la pared debidas a la respuesta del contenido del silo (véanse el punto **(3)** y los puntos

(5) al (12) del apartado 3.3 para las presiones adicionales normales sobre las láminas de la pared). Lo más importante en el cálculo sísmico de los silos elevados es la estructura de apoyo, su ductilidad y la capacidad de disipación de energía (véanse los puntos (4) y (5) del apartado 3.4).

(2) La determinación de las características del material granular almacenado en el silo, incluyendo su peso específico, γ , debe realizarse con base en ensayos, de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

NOTA Alternativamente, para los materiales almacenados relacionados en la tabla E.1 del Anexo E de la Norma UNE-EN 1991-4, pueden adoptarse los valores de dicha tabla, considerando las definiciones de las superficies de pared dadas en la tabla 4.1 de dicha norma. En particular, para γ se adoptará el valor característico superior del peso específico γ_u especificado en la tabla E.1 mencionada.

(3) Bajo condiciones sísmicas, la presión ejercida por el material granular sobre las paredes, la tolva y el fondo puede superar el valor correspondiente a la condición sin acción sísmica. A efectos de cálculo, se considera que esta presión incrementada se debe sólo a las fuerzas de inercia que actúan sobre el material almacenado debidas a la acción sísmica (véase el punto (5) del apartado 3.3).

(4) La superficie equivalente del contenido almacenado considerada en el cálculo debe ser, en la situación sísmica de cálculo, compatible con el valor de los coeficientes de combinación ψ_{Ei} utilizados en el cálculo de los efectos de las acciones sísmicas de acuerdo con el punto (3) del apartado 2.5.2.

3.2 Combinación de las componentes del movimiento del terreno

(1) En los silos axisimétricos, o partes de ellos, se puede considerar una única componente horizontal de la acción sísmica actuando junto con la componente vertical. En todos los demás casos, los silos se deben calcular para la acción simultánea de las dos componentes horizontales y de la componente vertical de la acción sísmica.

(2) Cuando se evalúe la respuesta estructural para cada componente de la acción sísmica por separado, se puede aplicar el punto (4) del apartado 4.3.3.5.2 del Anejo 1 para determinar el efecto más desfavorable resultante de la aplicación de las componentes simultáneas.

(3) Si se aplican las expresiones (4.20), (4.21), (4.22) del punto (4) del apartado 4.3.3.5.2 del Anejo 1 para calcular los efectos de la acción de las componentes simultáneas, el signo del efecto de la acción debido a cada una de las componentes se debe tomar como el más desfavorable para el efecto de la acción particular considerado.

(4) Si el análisis se efectúa para las tres componentes de la acción sísmica simultáneamente, utilizando un modelo espacial de la estructura, para las comprobaciones estructurales se deben utilizar los valores máximos de la respuesta global para la acción combinada de las componentes horizontales y verticales obtenidas del análisis.

3.3 Análisis de silos

(1) El análisis de los silos deberá estar de acuerdo con los apartados 2.3 y 3.3.

(2) El modelo a utilizar para determinar los efectos de la acción sísmica debe reproducir con precisión la rigidez, la masa y las propiedades geométricas de la estructura contenedora. Debe tener en cuenta igualmente la respuesta del material granular contenido y los efectos de cualquier

interacción con el suelo de cimentación. El modelado y el análisis de los silos de acero deben estar de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(3) Salvo que se dé una justificación adecuada para realizar un cálculo no lineal, un silo se debe calcular considerando un comportamiento elástico de su lámina y de su estructura de apoyo, en caso de haberla.

(4) Salvo que se realicen evaluaciones más precisas, la respuesta sísmica global y los efectos de la acción sísmica en la estructura de apoyo se pueden calcular suponiendo que los granos contenidos se mueven junto con la lámina del silo, modelándolos con su masa efectiva concentrada en su centro de gravedad y con su inercia rotacional respecto a él. Salvo que se haga una evaluación más precisa, se puede considerar que el contenido del silo tiene una masa efectiva igual al 80% de su masa total.

(5) Salvo que en el análisis se tengan en cuenta de forma explícita y precisa las propiedades mecánicas y la respuesta dinámica del material granular (por ejemplo usando elementos finitos para modelar las propiedades mecánicas y la respuesta dinámica del sólido granular), el efecto sobre la lámina de la respuesta del material granular a la componente horizontal de la acción sísmica se puede representar por medio de una presión normal adicional sobre la pared, $\Delta_{ph,s}$ (positiva para compresión) especificada en los puntos (6) a (10), con las condiciones (11) y (12). Esta presión adicional se deberá aplicar sólo sobre la parte de la pared que está en contacto con el contenido almacenado, es decir, hasta la superficie equivalente del contenido almacenado, para la situación sísmica de cálculo (véase el punto (4) del apartado 3.1).

(6) En silos (o compartimentos de silos) circulares la presión normal adicional ejercida sobre la pared se puede tomar como:

$$\Delta_{ph,s} = \Delta_{ph,so} \cos \theta \quad (3.1)$$

donde

$\Delta_{ph,so}$ es la presión de referencia, véase el punto (8);

θ es el ángulo ($0^\circ \leq \theta < 360^\circ$) entre el radio que pasa por el punto de interés de la pared y la dirección de la componente horizontal de la acción sísmica.

(7) En silos (o compartimentos de silos) rectangulares la presión normal adicional ejercida sobre la pared por una componente horizontal de la acción sísmica paralela o normal a las paredes del silo se puede tomar como:

Sobre la pared normal a la componente horizontal de la acción sísmica situada en la posición más alejada según el sentido de llegada de esta:

$$\Delta_{ph,s} = \Delta_{ph,so} \quad (3.2)$$

Sobre la pared normal a la componente horizontal de la acción sísmica situada en la posición más próxima según el sentido de llegada de esta:

$$\Delta_{ph,s} = -\Delta_{ph,so} \quad (3.3)$$

Sobre las paredes paralelas a la componente horizontal de la acción sísmica:

$$\Delta_{ph,s} = 0 \quad (3.4)$$

(8) En puntos de la pared del silo situados a una distancia vertical x del fondo plano o del vértice de una tolva cónica o piramidal, se puede considerar la presión de referencia $\Delta_{ph,so}$ como:

$$\Delta_{ph,so} = \alpha(z) \gamma \min(r_s^*; 3x) \quad (3.5)$$

donde

$\alpha(z)$ es el cociente entre la respuesta de aceleración del silo a una distancia vertical z de la superficie equivalente del contenido almacenado y la aceleración de la gravedad;

γ es el peso específico aparente del material granular para la situación sísmica de cálculo (véase el punto (1) del apartado 3.1) y

r_s^* se define como:

$$r_s^* = \min(h_b, d_c/2) \quad (3.6)$$

donde

h_b es la altura total del silo, medida entre un fondo plano o la salida de la tolva y la superficie equivalente del contenido almacenado, y

d_c es la dimensión interior del silo paralela a la componente horizontal de la acción sísmica (en los silos o compartimentos circulares es el diámetro interior, d_c , y en los rectangulares es la dimensión horizontal interior b paralela a la componente horizontal de la acción sísmica).

(9) La expresión (3.6) se aplica a las paredes verticales del silo. Dentro de la altura de la tolva se puede considerar como presión de referencia $\Delta_{ph,so}$:

$$\Delta_{ph,so} = \alpha(z) \gamma \min(r_s^*; 3x) / \cos \beta \quad (3.7)$$

donde

β es el ángulo de inclinación de la pared de la tolva, medido con la vertical, o bien el ángulo de la línea con mayor pendiente con la vertical de la pared de una tolva piramidal.

(10) Si sólo se dispone del valor de la respuesta en aceleración en el centro de gravedad del material granular (véanse, por ejemplo, el punto (4) y el punto (7) del apartado 2.3.1), en la expresión (3.7) se puede utilizar como $\alpha(z)$ el correspondiente cociente entre la respuesta en aceleración y la aceleración de la gravedad.

(11) La suma de la presión estática del material granular sobre la pared del silo y del efecto de la acción sísmica, $\Delta_{ph,s}$, no debe ser menor de cero en ningún punto de la pared del silo.

(12) Si en algún punto de la pared del silo la suma de

- $\Delta_{ph,s}$ dada en los puntos (6) a (10) y las expresiones (3.1) a (3.3); y
- la presión estática del material granular sobre la pared.

es negativa (lo que implica una succión neta sobre la pared), entonces no se pueden aplicar ni el punto (6) ni el (7). En este caso, se deberán redistribuir las presiones normales adicionales sobre la pared, $\Delta_{ph,s}$, para asegurar que, al sumarle la presión estática del material granular sobre dicha pared, el resultado no sea negativo en ningún punto, conservándose sobre el mismo plano horizontal la misma fuerza resultante que los valores de $\Delta_{ph,s}$ dados en los puntos (6) o (7).

3.4 Coeficientes de comportamiento

(1) Los silos sin aislamiento en la base se deben calcular de acuerdo con uno de los siguientes conceptos (véanse los apartados 5.2.1, 6.1.2 y 7.1.2 del Anejo 1):

- a) comportamiento estructural poco disipativo;
- b) comportamiento estructural disipativo.

(2) Para el concepto a), los efectos de la acción sísmica se pueden calcular basándose en un análisis elástico global, sin tener en cuenta un comportamiento no lineal significativo del material. Cuando se utilice el espectro de cálculo definido en el apartado 3.2.2.5 del Anejo 1, el coeficiente de comportamiento q puede adoptar un valor máximo de 1,5. El cálculo de acuerdo con el concepto a) se denomina cálculo para clase de ductilidad Baja (DCL, ductility class Low). Para la clase de ductilidad baja (DCL), la selección de materiales, la evaluación de la resistencia y los detalles constructivos de los elementos y uniones deberán realizarse tal como se especifica en los capítulos 5 a 7 del Anejo 1.

(3) Los silos apoyados directamente sobre el terreno o sobre la cimentación se deberán calcular de acuerdo con el concepto a) y con el punto (2).

(4) El concepto b) se puede aplicar a los silos elevados. De acuerdo con este concepto, se tiene en cuenta la capacidad de las partes de la estructura de apoyo para resistir acciones sísmicas más allá de su rango elástico (sus zonas de disipación). Las estructuras de apoyo calculadas con este concepto deberán pertenecer, dependiendo de su material estructural, a la clase de ductilidad Media (DCM) o Alta (DCH), definidas y descritas en los capítulos 5 a 7 del Anejo 1. Deberán cumplir los requisitos allí especificados relativos al tipo estructural, a los materiales y al dimensionamiento y detalles constructivos de las partes o uniones para la ductilidad. Cuando se utilice el espectro de cálculo para el análisis elástico lineal definido en el apartado 3.2.2.5 del Anejo 1, se puede tomar un coeficiente de comportamiento q mayor de 1,5. El valor de q depende de la clase de ductilidad elegida (DCM o DCH).

(5) Dada la escasa redundancia, las grandes fuerzas axiales debidas al peso del contenido del silo y la ausencia de elementos no estructurales que contribuyan a la resistencia sísmica y a la disipación de la energía, la capacidad de disipar la energía de los tipos estructurales usados normalmente para sostener los silos elevados es, en general, menor que la de un tipo de estructura similar cuando se emplea en edificios. Por tanto, para silos elevados concebidos según el concepto b), los límites superiores de los valores de los coeficientes q se definen en función de los coeficientes q especificados en los capítulos 5 a 7 del Anejo 1, para la clase de ductilidad elegida (DCM o DCH), del siguiente modo:

- Para silos apoyados sobre un forro de chapa inferior (faldón), se pueden utilizar los límites superiores de los valores del coeficiente q definidos para las estructuras de péndulo invertido en los capítulos 5 a 7 del Anejo 1, siempre y cuando el faldón se diseñe y detalle para asegurar un comportamiento disipativo. Si el faldón no cuenta con detalles estructurales para tener un comportamiento disipativo, se deberá calcular de acuerdo con el concepto a) y con el punto (2).
- Para silos sostenidos por entramados resistentes a momento o por entramados arriostrados, y para silos de hormigón hormigonados in situ soportados por muros de hormigón continuos hasta la cimentación, los límites superiores de los coeficientes q son los definidos en los capítulos 5 a 7 del Anejo 1 para el sistema estructural correspondiente, multiplicados por un factor igual a 0,7 para tener en cuenta la irregularidad en alzado.

3.5 Comprobaciones

3.5.1 Estado de limitación de daños

(1) Para la situación sísmica de cálculo correspondiente al estado de limitación de daños, se debe revisar que la estructura del silo satisfaga las oportunas comprobaciones del estado límite de servicio exigidas en el Código Estructural y en la reglamentación específica vigente (o, en su defecto, en los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados).

NOTA Para los silos de acero se considera que está asegurada la fiabilidad adecuada en relación con la aparición de fenómenos de pandeo elástico o inelástico en la situación sísmica de cálculo correspondiente al estado de limitación de daños si se satisfacen las comprobaciones correspondientes a estos fenómenos para el estado límite último en la situación sísmica de cálculo.

3.5.2 Estado límite último

3.5.2.1 Estabilidad global

(1) En la situación sísmica de cálculo no se deben producir vuelcos ni fallos en la capacidad portante del suelo. La resistencia a cortante en la superficie de contacto entre la base de la estructura y la cimentación se debe evaluar teniendo en cuenta los efectos de la componente vertical de la acción sísmica. Es admisible un cierto grado de deslizamiento, siempre que se demuestre que se han tenido en cuenta en los cálculos y en las comprobaciones las implicaciones que tendría un deslizamiento para las uniones entre las partes de la estructura y entre la estructura y las tuberías (véase también el punto (7) del apartado 5.4.1.1 del Anejo 5).

(2) Para que sea admisible el levantamiento de los silos del suelo, éste debe tenerse en cuenta en el cálculo y en las posteriores comprobaciones de la estructura, de las tuberías y de la cimentación (por ejemplo, al evaluar la estabilidad global).

3.5.2.2 Lámina

(1) Los efectos máximos de la acción (fuerzas de membrana y momentos flectores, circunferenciales o meridionales, y esfuerzos cortantes en las membranas) producidos para la situación sísmica de cálculo deben ser menores o iguales que la resistencia de la lámina de la pared evaluada para las situaciones de cálculo persistente o transitorio. Esto incluye todos los tipos de modos de fallo:

(a) Para láminas de acero:

- cedencia (colapso plástico),
- pandeo por cortante, o
- pandeo por compresión vertical y tracción transversal simultánea (tipo de fallo “pie de elefante”), etc.

(b) Para láminas de hormigón:

- el estado límite último a flexión con fuerza axial,
- el estado límite último a cortante para cortante en el plano o radial, etc.

(2) El cálculo de las resistencias y las comprobaciones se deben llevar a cabo de acuerdo con los Anejos 19, 22 y 25 del Código Estructural y, teniendo en cuenta que estas estructuras quedan fuera del ámbito de aplicación del Código Estructural, adicionalmente, con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

3.5.2.3 Anclajes

(1) En general los sistemas de anclaje se deben calcular para permanecer elásticos en la situación sísmica de cálculo. Sin embargo, también se deben dotar de una ductilidad suficiente para evitar fallos frágiles. La unión de los elementos de anclaje con la estructura y con su cimentación debe tener un factor de sobrerresistencia no inferior a 1,25 con respecto a la resistencia de los elementos de anclaje.

(2) Si el sistema de anclaje forma parte de los mecanismos de disipación, se deberá comprobar que posee la capacidad de ductilidad necesaria.

3.5.2.4 Cimentaciones

(1) La cimentación se debe comprobar de acuerdo con el apartado 5.4 del Anejo 5 y con la reglamentación específica vigente o, en defecto de ésta última, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(2) Los efectos de la acción sísmica para la comprobación de la cimentación y de los elementos de cimentación se deben obtener de acuerdo con el apartado 5.3.1 del Anejo 5 y los apartados 4.4.2.6 y 5.8 del Anejo 1.

4 Principios específicos y reglas de aplicación para depósitos

4.1 Criterios de conformidad

4.1.1 Generalidades

(1) Se considera que se satisfacen los requisitos generales especificados en el apartado 2.1 si los depósitos se ajustan, además de a las comprobaciones especificadas en el apartado 4.4, a las medidas complementarias especificadas en el apartado 4.5.

(2) Los criterios de conformidad y las reglas de aplicación dadas en este capítulo no abarcan completamente los depósitos de acero con cubierta flotante.

NOTA Se debe poner especial cuidado en evitar daños en la lámina de la pared debidos a los efectos locales del impacto de la cubierta flotante. Estos efectos pueden originar incendios en depósitos con contenido combustible.

4.1.2 Estado de limitación de daños

(1) Con el fin de satisfacer los requisitos de “integridad” bajo la acción sísmica correspondiente al estado de limitación de daños:

- Se debe comprobar la estanquidad del sistema en su conjunto;
- los depósitos deben contar con un resguardo o altura libre adecuada para el máximo desplazamiento vertical de la superficie del líquido, con el fin de evitar daños en la cubierta debidos a la presión ejercida por la ola debida a la respuesta convectiva del líquido (ola convectiva), o bien para evitar, en depósitos sin cubierta rígida, los efectos no deseables del derrame del líquido;
- se debe comprobar que los sistemas hidráulicos que forman parte del depósito, o están conectados a él, son capaces de adaptarse a las tensiones y distorsiones debidas a los desplazamientos relativos entre los depósitos o entre los depósitos y el suelo, sin que se alteren sus funciones.

(2) Con el fin de satisfacer el requisito de “nivel de funcionamiento mínimo” bajo la acción sísmica correspondiente al estado de limitación de daños, se debe comprobar que en caso de ocurrir un pandeo local, éste es reversible y no desencadena un colapso.

4.1.3 Estado límite último

(1) Para la situación sísmica de cálculo se deben comprobar las siguientes condiciones:

- La estabilidad global del depósito se debe comprobar de acuerdo con el apartado **4.4.2.4** del Anejo 1. La estabilidad global se refiere al comportamiento como un sólido rígido y puede perderse por deslizamiento o vuelco. De acuerdo con el punto **(7)** del apartado **5.4.1.1** del Anejo 5, se puede admitir un cierto grado de desplazamiento, siempre que sea tolerado por el sistema de tuberías y que el depósito no esté anclado a la cimentación.
- El comportamiento inelástico se restringe a partes bien definidas de los depósitos, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma Sismorresistente,
- No se superan las deformaciones últimas de los materiales.
- La naturaleza y la extensión de los fenómenos de pandeo en la lámina de la pared están controladas de acuerdo con las comprobaciones oportunas.

- Los sistemas hidráulicos que forman parte de un depósito, o están conectados a él, se proyectan para evitar pérdidas del contenido del depósito en caso de que falle alguno de sus componentes.

4.2 Combinación de las componentes del movimiento del terreno

- (1) Los depósitos se deben ajustar al punto (1) del apartado 3.2.
- (2) Los depósitos se deberán ajustar al punto (2) del apartado 3.2.
- (3) Los depósitos se deben ajustar al punto (3) del apartado 3.2.

4.3 Métodos de cálculo

4.3.1 Generalidades

- (1) El modelo que se emplee para determinar los efectos sísmicos debe reproducir adecuadamente la rigidez, la resistencia, el amortiguamiento, la masa y las propiedades geométricas de la estructura contenedora, y debe tener en cuenta además la respuesta hidrodinámica del líquido contenido así como, cuando sea necesario, los efectos de la interacción con el suelo de cimentación.

NOTA Los parámetros de la interacción suelo-líquido-estructura pueden influir significativamente en las frecuencias naturales y en el amortiguamiento por radiación del suelo. Al aumentar la velocidad de las ondas de corte del suelo, el comportamiento vibratorio pasa de ser una vibración horizontal combinada con el balanceo influido por el suelo al modo típico de vibración de un depósito sobre suelo rígido. Para las estructuras de depósitos fuertemente solicitadas o para los productos peligrosos, puede ser necesario un cálculo global (tridimensional).

- (2) En general, los depósitos se deberán calcular suponiendo una respuesta elástica lineal. En algunos casos se puede justificar una respuesta no lineal con métodos apropiados de análisis.

NOTA En el apéndice A se presenta información sobre métodos de cálculo sísmico de depósitos de formas habituales.

- (3) Siempre que proceda se deberá considerar la posible interacción entre diferentes depósitos debida a las tuberías de unión.

4.3.2 Efectos hidrodinámicos

- (1) Para evaluar la respuesta a la acción sísmica del sistema de almacenamiento se debe emplear un método racional basado en la solución de las ecuaciones hidrodinámicas, con las condiciones de contorno apropiadas.
- (2) En particular, el cálculo debe considerar, de forma adecuada y cuando proceda, lo siguiente:
 - las componentes convectiva e impulsiva del movimiento del líquido;
 - la deformación de la lámina del depósito debida a las presiones hidrodinámicas y a los esfuerzos de la interacción con la componente impulsiva;
 - la deformabilidad del suelo de cimentación, con la consiguiente modificación de la respuesta;
 - los efectos de una cubierta flotante, si procede.

(3) Para evaluar la respuesta dinámica bajo las acciones sísmicas, se puede suponer en general que el líquido es incompresible.

(4) La determinación de las presiones hidrodinámicas máximas inducidas por las excitaciones horizontal y vertical requiere, en principio, emplear un cálculo (en el dominio del tiempo) dinámico no lineal. Se pueden utilizar métodos simplificados que permitan una aplicación directa del análisis mediante el espectro de respuesta, siempre que se adopten unas reglas conservadoras apropiadas para la combinación de las máximas contribuciones modales.

NOTA El apéndice A proporciona información sobre métodos aceptables para la combinación de las máximas contribuciones modales en el análisis mediante espectro de respuesta. También proporciona expresiones para calcular la altura de ola debida a la respuesta convectiva del líquido.

4.4 Coeficientes de comportamiento

(1) Los depósitos de otros tipos diferentes a los mencionados en los puntos (4) y (5) se deben calcular, bien para una respuesta elástica (considerando por sobrerresistencia un valor del coeficiente de comportamiento q no mayor de 1,5) o bien, en casos debidamente justificados, para una respuesta inelástica (véase el punto (2) del apartado 2.3.1), siempre que se demuestre que la respuesta inelástica es aceptable.

(2) Se debe justificar adecuadamente la disipación de energía correspondiente al valor de q elegido, así como la ductilidad necesaria proporcionada por el diseño dúctil.

(3) La parte convectiva de la respuesta del líquido (ola convectiva) se debe evaluar siempre basándose en una respuesta elástica (es decir, con $q = 1,0$) y en los espectros asociados (véanse los apartados 3.2.2.2 y 3.2.2.3 del Anejo 1).

(4) Los coeficientes de comportamiento especificados en el apartado 3.4 se deberán aplicar también a la parte de la respuesta de los depósitos elevados no debida a la componente convectiva. Para dicha parte, las reglas especificadas en el punto (4) del apartado 3.4 para los silos apoyados sobre un forro de chapa inferior (faldón) se aplican también a los depósitos elevados sobre un único apoyo.

(5) Los depósitos de acero (salvo los aislados en la base) que tengan un eje vertical y se apoyen directamente sobre el terreno o sobre la cimentación, se pueden calcular con un coeficiente de comportamiento q mayor de 1,5, respetando lo siguiente:

- que para la respuesta convectiva del líquido se adopte $q = 1,0$;
- que el depósito o su cimentación se calculen para permitir un cierto levantamiento y/o deslizamiento;
- que se evite la localización de deformaciones plásticas en la lámina de la pared, en la placa del fondo o en su intersección.

Bajo estas condiciones, y a falta de una evaluación de la respuesta inelástica con un enfoque más preciso, se puede tomar un coeficiente de comportamiento q inferior o igual que los valores siguientes:

- 2,0 para depósitos no anclados, siempre que se diseñen y detallen constructivamente para asegurar un comportamiento disipativo coherente con dicho coeficiente, de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del

proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados, especialmente en lo relativo al espesor de la chapa del fondo, que deberá ser menor que el espesor de la parte inferior de la lámina.

- 2,5 para depósitos con anclajes dúctiles especialmente calculados para permitir un incremento en la longitud de anclaje sin rotura igual a $R/200$, donde R es el radio del depósito.

4.5 Comprobaciones

4.5.1 Estado de limitación de daños

4.5.1.1 Generalidades

(1) Bajo la acción sísmica correspondiente al estado de limitación de daños, la estructura del depósito debe satisfacer, según proceda, las comprobaciones del estado límite de servicio especificadas en la reglamentación específica vigente o, en su defecto, en los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

4.5.1.2 Lámina

4.5.1.2.1 Láminas de hormigón armado y pretensado

(1) La anchura de las fisuras bajo la acción sísmica correspondiente al estado de limitación de daños, se deberá comprobar con los valores límite especificados en el apartado **4.4.2** del Anejo 19 del Código Estructural, teniendo en cuenta la clase de exposición ambiental apropiada y la sensibilidad del acero a la corrosión.

(2) En el caso de depósitos de hormigón dotados de revestimiento interior, la anchura de las fisuras transitorias del hormigón no deberá superar un valor que pudiera inducir una deformación local en el revestimiento que excediera en un 50% su alargamiento uniforme último.

4.5.1.2.2 Láminas de acero

(1) Los depósitos de acero se deberán ajustar al punto **(2)** del apartado **3.5.1**.

4.5.1.3 Tuberías

(1) Salvo que se especifiquen requisitos especiales para los elementos activos montados en las líneas, tales como válvulas o bombas, las tuberías no necesitan ser comprobadas para el estado de limitación de daños.

(2) Si las tuberías y el(los) depósito(s) se apoyan sobre diferentes tipos de cimentación, se deben tener en cuenta los desplazamientos relativos debidos a los movimientos sísmicos diferenciales del terreno.

(3) La zona del depósito en la que se empotran las tuberías se deberá calcular para permanecer elástica ante las fuerzas transmitidas por las tuberías, amplificadas por un factor $\gamma_{p1} = 1,3$.

4.5.2 Estado límite último

4.5.2.1 Estabilidad

- (1) Los depósitos se deben ajustar al punto (1) del apartado 3.5.2.1.
- (2) Los depósitos se deben ajustar al punto (2) del apartado 3.5.2.1.

4.5.2.2 Lámina

- (1) Los depósitos se deben ajustar al punto (1) del apartado 3.5.2.2.

NOTA En el apéndice A se proporciona información sobre la capacidad de resistencia a rotura de la lámina, controlada por diferentes modos de fallos.

4.5.2.3 Tuberías

- (1) Si no se dispone de datos fiables, o no se hacen cálculos más precisos, se deberá asumir un desplazamiento relativo entre el primer punto de anclaje de la tubería y el depósito en la dirección más desfavorable, con un valor mínimo igual a:

$$\Delta' = \frac{x}{x_0} d_g \quad (4.1)$$

donde

x = distancia entre el punto de anclaje de la tubería y el punto de unión con el depósito (en metros);

x_0 = 500 m; y

d_g = desplazamiento de cálculo del terreno dado en el punto (1) del apartado 3.2.2.4 del Anejo 1.

- (2) Se debe comprobar que, para la situación sísmica de cálculo, incluyendo el desplazamiento relativo supuesto en el punto (1), la plastificación se restringe a la tubería y no se extiende a sus uniones con el depósito, incluso cuando se tenga en cuenta un factor de sobrerresistencia $\gamma_{p2} = 1,3$ en la resistencia de cálculo de la tubería.

- (3) La resistencia de cálculo de los elementos de las tuberías se debe evaluar tanto para situaciones de cálculo persistentes como para transitorias.

4.5.2.4 Anclajes

- (1) Los depósitos se deben ajustar al punto (1) del apartado 3.5.2.3.

4.5.2.5 Cimentación

- (1) Los depósitos se deben ajustar al punto (1) del apartado 3.5.2.4.
- (2) Los depósitos se deben ajustar al punto (2) del apartado 3.5.2.4.

4.6 Medidas complementarias

4.6.1 Contención de derrames

- (1) Los depósitos, aislados o en grupos, que hayan sido calculados para controlar o impedir fugas con el fin de evitar incendios, explosiones y emisión de materiales tóxicos, deben contar con un sistema de contención de los derrames (es decir, se deben rodear por una trinchera y/o un terraplén).
- (2) Si se construyen grupos de depósitos, la contención de derrames se puede realizar tanto para cada depósito individual como para el grupo completo. Si se considera que las consecuencias asociadas con el fallo potencial del sistema de contención de los derrames son graves, entonces se debe utilizar una contención de derrames para cada depósito.
- (3) Los sistemas de contención de los derrames se deben calcular de manera que mantengan su integridad (ausencia de fugas) bajo la acción sísmica de cálculo correspondiente al estado límite último del sistema al que rodean.

4.6.2 Ola debida a la respuesta convectiva del líquido (ola convectiva)

- (1) A falta de justificaciones explícitas (véase el punto (1) del apartado 4.1.2), se debe disponer de un espacio libre, de altura no inferior a la altura calculada para las olas debidas a la parte convectiva de la respuesta del líquido.

NOTA En el apéndice A se ofrece información para determinar la altura de la ola convectiva.

- (2) Si los contenidos son tóxicos o pueden causar daños a las tuberías o socavar la cimentación al verterse, se debe disponer entonces de una altura libre igual o superior a la altura calculada para la ola convectiva.
- (3) Puede ser suficiente una altura libre menor que la calculada para la ola convectiva, siempre que la cubierta esté calculada para resistir el aumento de presión asociado o que se disponga de un aliviadero que permita controlar los vertidos.
- (4) Para reducir el efecto de la parte convectiva de la respuesta del líquido se pueden emplear dispositivos de amortiguamiento, como por ejemplo emparrillados o particiones verticales.

4.6.3 Interacción con tuberías

- (1) Las tuberías se deben diseñar para minimizar los efectos desfavorables de la interacción entre los depósitos y entre los depósitos y otras estructuras.

5 Principios específicos y reglas de aplicación para tuberías superficiales

5.1 Generalidades

- (1) El objetivo de este capítulo es proporcionar principios y reglas de aplicación para el proyecto sísmico estructural de los sistemas de tuberías superficiales. También se puede utilizar como base para evaluar la resistencia de tuberías superficiales ya existentes y para estimar cualquier refuerzo necesario.
- (2) El proyecto sísmico de una tubería superficial incluye la determinación de la localización y de las

características de sus apoyos, a fin de limitar la deformación unitaria de los componentes de la tubería y las cargas aplicadas a los equipos situados en la tubería, tales como válvulas, depósitos, bombas o instrumentación. En este Anejo no se definen dichos límites, que deberán ser proporcionados por el propietario de la instalación o por el fabricante de los equipos.

(3) Normalmente los sistemas de tuberías incluyen varias instalaciones asociadas, tales como estaciones de bombeo, centros de operaciones, estaciones de mantenimiento, etc., albergando cada una diferentes tipos de equipos mecánicos y eléctricos. Dado que estas instalaciones tienen una influencia considerable en el funcionamiento continuado del sistema, es necesario considerarlas adecuadamente en el proyecto sísmico con el fin de que se satisfagan las exigencias de fiabilidad global. Sin embargo, el tratamiento explícito de estas instalaciones está fuera del campo de aplicación de este Anejo. En particular, el proyecto sísmico de los equipos mecánicos y eléctricos requiere de unos criterios específicos complementarios que están más allá del alcance de esta Norma Sismorresistente.

NOTA Véase el punto (8) del apartado 1.1 para la protección sísmica de las instalaciones individuales o de los componentes de los sistemas de tuberías por medio de aislamiento sísmico.

(4) Para la formulación de los requisitos generales a cumplir, así como para su aplicación, se deben distinguir los siguientes sistemas de tuberías:

- tuberías independientes;
- redes redundantes.

(5) Una tubería se debe considerar como independiente si en su comportamiento durante y después de un sismo no influye el de otras tuberías y si las consecuencias de su fallo sólo afectan a sus exigencias funcionales.

5.2 Requisitos de seguridad

5.2.1 Estado de limitación de daños

(1) Los sistemas de tuberías se deben construir de modo tal que sigan manteniendo su capacidad funcional de suministro como sistema de servicio global después de la acción sísmica correspondiente al “nivel de funcionamiento mínimo” (véase el apartado 2.1.3) incluso con daños locales considerables.

(2) Se acepta una deformación global de la tubería menor o igual que 1,5 veces la deformación correspondiente al límite elástico, a condición de que no haya ningún riesgo de pandeo y de que las cargas aplicadas a los equipos activos, tales como válvulas, bombas, etc., estén dentro de su rango de funcionamiento.

5.2.2 Estado límite último

(1) Los principales peligros para la seguridad asociados directamente con la ruptura de una tubería durante un sismo son las explosiones y el fuego, especialmente en gasoductos. Para establecer el nivel de acción sísmica correspondiente al estado límite último se deben tener en cuenta la distancia del emplazamiento y el número de habitantes expuestos a las consecuencias de una ruptura.

(2) Para definir el riesgo aceptable en sistemas de tuberías situados en zonas sensibles desde el punto de vista medioambiental, también se debe tener en cuenta el daño causado al medio ambiente

por roturas en las tuberías.

5.3 Acción sísmica

5.3.1 Generalidades

(1) Para el proyecto sísmico de los sistemas de tuberías superficiales son relevantes los siguientes tipos de riesgos sísmicos directos e indirectos:

- El movimiento debido a la inercia de las tuberías inducido por el movimiento sísmico aplicado a sus apoyos.
- El movimiento diferencial de los apoyos de las tuberías.

(2) Para el movimiento diferencial de los apoyos, pueden existir dos situaciones diferentes:

- Para apoyos que están situados directamente sobre el terreno, sólo es posible un movimiento diferencial significativo si existen fallos del terreno y/o deformaciones permanentes.
- Para apoyos que están situados sobre estructuras diferentes, la respuesta sísmica de la estructura puede crear movimientos diferenciales en la tubería.

5.3.2 Acción sísmica para los movimientos inerciales

(1) La cuantificación de las componentes horizontales de la acción sísmica se debe hacer a partir del espectro de respuesta (o de una representación en el dominio del tiempo compatible), tal y como se especifica en el apartado **3.2.2** del Anejo 1.

(2) Sólo se deberán tener en cuenta las tres componentes de translación de la acción sísmica (es decir, se pueden ignorar las componentes rotacionales).

5.3.3 Movimiento diferencial

(1) Cuando la tubería esté apoyada directamente sobre el terreno, se puede ignorar el movimiento diferencial, salvo cuando sea probable que se produzcan fallos en el terreno o deformaciones permanentes. En ese caso se deberá evaluar la amplitud del movimiento por medio de técnicas apropiadas.

(2) Cuando la tubería esté apoyada sobre estructuras diferentes, se deberá definir su movimiento diferencial a partir del análisis de sus respuestas sísmicas o por aproximaciones envolventes simplificadas.

5.4 Métodos de análisis

5.4.1 Modelado

(1) El modelo de la tubería debe ser capaz de representar su rigidez, su amortiguación y sus propiedades de masa, así como los grados de libertad dinámicos del sistema, considerando de forma explícita los siguientes aspectos, según el caso:

- la flexibilidad del suelo de la cimentación y del sistema de cimentación;
- la masa del fluido en el interior de la tubería;

- las características dinámicas de las estructuras de apoyo;
- el tipo de unión entre la tubería y la estructura de apoyo;
- las juntas a lo largo de la tubería y entre los apoyos.

5.4.2 Análisis

(1) Las tuberías superficiales se pueden calcular por medio del análisis modal mediante espectros de respuesta, con el correspondiente espectro de cálculo indicado en el apartado **3.2.2.5** del Anejo 1, combinando las respuestas modales de acuerdo con el apartado **4.3.3.3.2** del Anejo 1.

NOTA En el apartado **4.2.1.3** del Anejo 2 se dan reglas complementarias relativas a la combinación de las respuestas modales, en concreto para el uso de la Combinación Cuadrática Completa.

(2) También se puede aplicar el análisis en el dominio del tiempo con acelerogramas compatibles con el espectro, de acuerdo con el apartado **3.2.3** del Anejo 1.

(3) También se puede hacer el cálculo mediante el método de análisis (elástico-lineal) “de la fuerza lateral”, siempre que se justifique el valor de aceleración aplicado. Es aceptable un valor igual a 1,5 veces el máximo del espectro que se aplica al apoyo. Si se considera apropiado, se pueden aplicar los principios y reglas de aplicación especificadas en el apartado **4.3.3.2** del Anejo 1.

(4) La acción sísmica se debe aplicar separadamente a lo largo de dos direcciones ortogonales (transversal y longitudinal, para tuberías rectilíneas). La respuesta combinada máxima se debe obtener de acuerdo con los puntos (2) y (3) del apartado **4.3.3.5.1** del Anejo 1.

(5) La variación espacial del movimiento se debe tener en cuenta siempre que la longitud de la tubería exceda de 600 m o cuando existan discontinuidades geológicas o marcados cambios topográficos.

(6) Para tener en cuenta la variación espacial del movimiento, se pueden utilizar los principios y reglas de aplicación del apartado **3.3** del Anejo 2.

NOTA En el apéndice D del Anejo 2, se presentan modelos complementarios para tener en cuenta la variación espacial del movimiento.

5.5 Coeficientes de comportamiento

(1) La capacidad disipativa de una tubería superficial se limita, si existe, a la de su estructura de apoyo, ya que resulta difícil y no es conveniente que se disipe energía en las tuberías soportadas, salvo para tuberías de acero soldado. Por otro lado, como la forma y los materiales utilizados para los apoyos varían enormemente, resulta inviable el establecer unos valores de los coeficientes de comportamiento que sean de aplicación general.

(2) Para las estructuras de apoyo de las tuberías sin aislamiento sísmico, se pueden tomar los valores apropiados para q de los Anejos 1 y 2, basándose en su disposición específica en planta, en los materiales y en los detalles constructivos.

(3) Las tuberías de acero soldado, siempre que su espesor sea suficiente, presentan una capacidad de deformación y de disipación significativas. Para comprobar las tuberías que no estén aisladas sísmicamente y cuyo cociente entre el radio y el espesor (r/t) sea menor de 50, se puede tomar un coeficiente de comportamiento q igual a 3,0. Si el cociente r/t es menor de 100, se puede tomar q igual a 2,0. Para los demás casos, el valor q para el cálculo de la tubería no puede ser superior a 1,5.

(4) Para comprobar los apoyos, los efectos de la acción sísmica obtenidos del análisis se deberán multiplicar por $(1+q)/2$, donde q es el coeficiente de comportamiento de la tubería utilizado en su cálculo.

5.6 Comprobaciones

(1) El efecto inducido por la carga en los elementos de sustentación (pilares, pórticos, etc.) en la situación sísmica de cálculo debe ser menor o igual que la resistencia de cálculo evaluada para las situaciones de cálculo persistentes o transitorias.

(2) Para la combinación más desfavorable de las deformaciones axiales y rotacionales, debidas a la aplicación de la acción sísmica correspondiente al requisito de “nivel de funcionamiento mínimo”, se debe comprobar que las juntas no sufran daños que les hagan perder su estanquidad.

6 Principios específicos y reglas de aplicación para tuberías enterradas

6.1 Generalidades

(1) El objetivo de este capítulo es ofrecer principios y reglas de aplicación para el proyecto sísmico y para la evaluación de la resistencia a los sismos de los sistemas de tuberías enterradas.

(2) Aunque se puedan hacer distinciones entre los diferentes sistemas de tuberías, como por ejemplo tuberías independientes o sistemas redundantes, por razones prácticas aquí se considera que una tubería es independiente si en su comportamiento mecánico durante y después de un sismo no influye el de otras tuberías, y si las consecuencias de su posible fallo sólo afectan a sus exigencias funcionales.

(3) A menudo las redes son demasiado grandes y complejas como para ser tratadas como un todo, por lo que es posible y conviene diferenciar varias redes separadas dentro de una red global. Esta diferenciación se puede realizar separando la parte de mayor escala del sistema (por ejemplo, la distribución regional) y la de menor escala (por ejemplo, la distribución urbana), o bien a partir de la distinción entre las diferentes funciones realizadas por el mismo sistema.

(4) Como ejemplo del punto (3), un sistema urbano de distribución de aguas se puede separar en una red para alimentar las bocas de riego contra incendios y una segunda red para los usuarios privados. Esta separación facilitaría la asignación de niveles diferentes de fiabilidad para los dos sistemas. Conviene resaltar que la separación está ligada a las funciones y que por tanto no es necesariamente física: dos redes distintas pueden tener varios elementos en común.

(5) El proyecto de redes de tubería implica unos requisitos de fiabilidad y unos métodos de proyecto complementarios a los expuestos en esta Norma Sismorresistente.

6.2 Requisitos de seguridad

6.2.1 Estado de limitación de daños

(1) Los sistemas de tuberías enterradas se deben calcular y construir de modo que, incluso con daños locales considerables, mantengan su integridad o parte de su capacidad funcional de suministro después del sismo correspondiente al estado de limitación de daños (véase el apartado 2.1.3).

6.2.2 Estado límite último

- (1) Las tuberías enterradas se deben ajustar al punto (1) del apartado 5.2.2.
- (2) Las tuberías enterradas se deben ajustar al punto (2) del apartado 5.2.2.

6.3 Acción sísmica

6.3.1 Generalidades

- (1) El cálculo sísmico de los sistemas de tuberías enterradas debe tener en cuenta los siguientes tipos de riesgos sísmicos directos e indirectos:
 - a) las ondas sísmicas que se propagan en suelo firme produciendo diferentes movimientos del terreno en puntos distintos de la superficie y campos de deformación espacial en el suelo;
 - b) las deformaciones permanentes inducidas por los terremotos, tales como desplazamientos de las fallas sísmicas, deslizamientos de tierras y desplazamientos del terreno inducidos por licuación.
- (2) Se deben satisfacer todos los requisitos generales relativos al estado de limitación de daños y al estado límite último para todos los tipos de riesgos especificados en el punto (1).
- (3) En general se puede suponer que para los tipos de riesgos de tipo (b) especificados en el punto (1), la satisfacción de los requisitos del estado límite último implica también el cumplimiento de los de limitación de daños, de modo que se puede realizar una única comprobación.
- (4) El hecho de que los sistemas de tuberías atraviesen o se extiendan sobre grandes superficies geográficas y la necesidad de conectar ciertos emplazamientos, no siempre permite hacer la mejor elección en relación con la naturaleza del suelo que los soporta. Es más, puede ser imposible evitar atravesar fallas potencialmente activas o evitar suelos susceptibles de licuación, así como zonas que podrían verse afectadas por deslizamientos de tierras inducidos por el sismo y por grandes deformaciones diferenciales permanentes del terreno.
- (5) La situación descrita en el punto (4) está en claro desacuerdo con la de otras estructuras, para las que la posibilidad misma de su construcción requiere que sea despreciable la probabilidad de cualquier tipo de fallo del terreno. En consecuencia, en la mayoría de los casos, no se puede excluir la ocurrencia de los riesgos de tipo (b) especificados en el punto (1). Con el fin de modelar este riesgo se deberán utilizar hipótesis basadas en la experiencia y en los datos disponibles.

6.3.2 Acción sísmica para los movimientos inerciales

- (1) La cuantificación de las componentes de las vibraciones sísmicas debe estar de acuerdo con el apartado 2.2.

6.3.3 Modelado de ondas sísmicas

- (1) Se debe establecer un modelo para las ondas sísmicas con el que poder obtener las deformaciones unitarias y las curvaturas del terreno que afecten a la tubería.

NOTA En el apéndice B se presentan métodos para algunos casos del cálculo de las deformaciones unitarias y de las curvaturas de las tuberías, con ciertas hipótesis simplificadoras.

(2) Las vibraciones del terreno producidas por los terremotos se deben a la suma de ondas de cortante, ondas de compresión, ondas Love y ondas Rayleigh, cuyas velocidades de propagación dependen de su trayectoria a través de materiales de mayor o menor velocidad. Los diferentes movimientos de las partículas asociados con estos tipos de ondas hacen que las deformaciones unitarias y las curvaturas de las tuberías dependan también del ángulo de incidencia de las ondas. Como regla general, se puede suponer que los emplazamientos próximos al epicentro se ven más afectados por las ondas de cortante y de compresión (ondas internas), mientras que para los más alejados tienden a ser más significativas las ondas Love y Rayleigh (ondas superficiales).

(3) La elección de los tipos de ondas a tener en cuenta y la de sus correspondientes velocidades de propagación se debe basar en consideraciones geofísicas.

6.3.4 Movimientos permanentes del terreno

(1) Los modos de ruptura del terreno, asociados a los movimientos del suelo provocados por los sismos, ya sean debidos a los movimientos en superficie de las fallas o a deslizamientos de tierras, son en general complejos, presentando variaciones de desplazamientos considerables en función de la geología y del tipo de suelo, así como de la magnitud y de la duración del terremoto. Se debe establecer la posibilidad de que aparezcan estos fenómenos en determinados emplazamientos y se deben definir los modelos apropiados (véase el Anejo 5).

6.4 Métodos de cálculo (paso de las ondas)

(1) Es aceptable aprovechar la deformación post-elástica de las tuberías. Se debe evaluar la capacidad de deformación de una tubería.

NOTA En el apéndice B se indica un método de cálculo válido para tuberías enterradas en suelo estable, basado en hipótesis aproximadas de las características del movimiento del terreno.

6.5 Comprobaciones

6.5.1 Generalidades

(1) Las tuberías enterradas en suelos estables y suficientemente homogéneos se pueden comprobar sólo para los efectos de las deformaciones del suelo debidas al paso de las ondas.

(2) Las tuberías enterradas que atraviesen zonas donde se puedan producir fallos del terreno o deformaciones locales, como la expansión lateral, la licuación, los deslizamientos de tierras y los movimientos de la falla, se deben proyectar para resistir dichos fenómenos.

6.5.2 Tuberías enterradas en suelo estable

(1) Las respuestas obtenidas por el cálculo deben incluir el valor máximo de las deformaciones unitarias axiales y de las curvaturas y, en el caso de juntas no soldadas (tuberías de hormigón armado o pretensado), el de las rotaciones y las deformaciones axiales en las juntas.

(2) En las tuberías de acero soldado, la combinación de la deformación unitaria axial y de la curvatura debida a la acción sísmica de cálculo debe ser compatible con la ductilidad disponible del material sometido a tracción y con la resistencia al pandeo, local y global, a compresión.

- deformación unitaria admisible a tracción: 3%;
- deformación unitaria admisible a compresión: $\min \{1\%; 20t/r (\%)\}$;

donde t y r son, respectivamente, el espesor y el radio de la tubería.

(3) En las tuberías de hormigón, bajo la combinación más desfavorable de la deformación unitaria axil y de la curvatura debida a la acción sísmica de cálculo, no se deben superar las deformaciones unitarias límite especificadas en el Anejo 19 del Código Estructural para el hormigón y para el acero.

(4) En las tuberías de hormigón, bajo la combinación más desfavorable de la deformación unitaria axil y de la curvatura debida a la acción sísmica de cálculo correspondiente al estado de limitación de daños, la deformación unitaria a tracción del acero de refuerzo no debe superar los valores que puedan tener como resultado anchuras de fisura residuales incompatibles con los requisitos de estanquidad.

(5) Bajo el efecto de la combinación más desfavorable de las deformaciones axiales y de rotación, las juntas de una tubería no deben sufrir daños incompatibles con los requisitos especificados para la limitación de daños.

6.5.3 Tuberías enterradas sometidas a movimientos diferenciales del terreno (tuberías de acero soldado)

(1) Se debe comprobar que, en el segmento de tubería deformado por el desplazamiento del terreno, sea debido bien al movimiento de una falla o bien al deslizamiento de tierras o a una expansión lateral, no se exceda la ductilidad disponible del material a tracción y que no haya pandeo local ni global a compresión. Las deformaciones unitarias límite deben estar de acuerdo con el apartado **6.5.2**.

6.6 Disposiciones para el cálculo del cruce de fallas

(1) La decisión de utilizar cálculos especiales para las tuberías que atraviesen una zona de fallas potencialmente activas, depende del coste, de la actividad de las fallas, de las consecuencias de una ruptura, del impacto ambiental y de la posible exposición a otros riesgos durante el periodo de vida de la tubería.

(2) Al proyectar una tubería que atravesase una falla, las consideraciones de los puntos **(3)** a **(9)** en general mejorarán la capacidad de resistencia de la tubería a los movimientos diferenciales a lo largo de la falla.

(3) Siempre que sea factible, se deberá orientar una tubería que atravesase una falla de desgarre de modo tal que la tubería sea solicitada a tracción.

(4) El ángulo de intersección con fallas con movimiento vertical deberá ser lo menor posible, con el fin de minimizar las deformaciones unitarias por compresión. Si también son previsibles desplazamientos de cizalla significativos, se deberá elegir el ángulo con que la tubería atravesase la falla de manera tal que se favorezca el alargamiento por tracción de la tubería.

(5) En las zonas de fallas, se deberá minimizar la profundidad a la que se entierre una tubería, con el fin de reducir la coacción ejercida por el suelo en la tubería durante el movimiento de la falla.

(6) Un aumento en el espesor de la pared de una tubería aumentará la capacidad de ésta para soportar el desplazamiento de la falla para un nivel dado de deformación unitaria máxima a tracción. Se deberán usar tuberías con paredes relativamente gruesas dentro de los 50 m a cada lado de una

falla.

(7) La reducción del ángulo de rozamiento de la superficie de contacto entre la tubería y el terreno aumenta la capacidad de la tubería para soportar el desplazamiento de la falla, para un nivel dado de deformación unitaria máxima. Esta reducción se puede realizar por medio de un recubrimiento liso y duro.

(8) Se deberá realizar un control detallado del relleno que rodea a la tubería dentro de un margen de 50 m a cada lado de la falla. En general, un suelo granular de densidad suelta o media, sin cantos ni bloques, es un material de relleno adecuado. Si el suelo existente es considerablemente distinto de éste, se deberán excavar trincheras sobredimensionadas en una distancia de aproximadamente 15 m a cada lado de la falla.

(9) En el caso de tuberías de acero soldado, el proceso para adaptarlas al movimiento de las fallas consiste en utilizar su capacidad de deformación a tracción dentro del rango inelástico, con el fin de que soporten las deformaciones del terreno sin romperse. Siempre que sea posible, se deberá elegir el trazado de una tubería que atraviese una falla de manera que la tubería esté sometida a tracción compuesta con una flexión moderada. Se deberán evitar, en la medida de lo posible, los trazados que podrían someter las tuberías a compresión, ya que la capacidad de las tuberías para resistir deformaciones unitarias a compresión sin romperse es considerablemente menor que la de resistir deformaciones unitarias a tracción. Las posibles deformaciones unitarias a compresión se deberán limitar a aquellas que causen arrugas o pandeo local de la tubería.

(10) En todas las zonas de rotura potencial del terreno, las tuberías deberán constar de secciones relativamente rectas, evitando los cambios bruscos de dirección y de nivel. En la medida de lo posible, las tuberías se deberán trazar sin curvaturas, codos ni bridas que tiendan a anclar la tubería al suelo.

Apéndice A

Métodos recomendados de análisis sísmico para depósitos

A.1 Introducción y campo de aplicación

Este anexo ofrece información sobre métodos de análisis sísmico para depósitos sometidos a una acción sísmica horizontal o vertical, con las siguientes características:

- a) forma cilíndrica, con eje vertical y sección transversal circular o rectangular;
- b) cimentación rígida o flexible;
- c) anclados total o parcialmente a la cimentación.

Se tratan brevemente los complementos necesarios para tratar los depósitos elevados o los depósitos cilíndricos con eje horizontal.

Un análisis riguroso de los fenómenos de interacción dinámica entre el movimiento del fluido contenido, la deformación de las paredes del depósito y la del suelo de la cimentación, incluyendo el posible levantamiento, es un problema de considerable complejidad analítica, que normalmente exige recursos de cálculo y esfuerzos no habituales. Se han propuesto varios métodos de análisis, válidos para situaciones de cálculo específicas. Dado que su precisión depende del problema tratado, la elección adecuada del método requiere un buen nivel de conocimientos especializados por parte del calculista. Hay que llamar la atención sobre la necesidad de mantener un nivel uniforme de precisión a lo largo del proceso de cálculo: por ejemplo, no sería coherente elegir una solución precisa para determinar la presión hidrodinámica, y no utilizar a continuación un modelo mecánico con el correspondiente grado de refinamiento para el depósito (por ejemplo, un modelo de elementos finitos), para la evaluación de las tensiones debidas a las presiones.

A.2 Depósitos circulares verticales rígidos apoyados en el suelo, unidos a la cimentación

A.2.1 Acción sísmica horizontal

A.2.1.1 Generalidades

El movimiento del fluido contenido en un cilindro rígido se puede expresar como la suma de dos contribuciones diferentes, llamadas respectivamente “impulsiva rígida” y “convectiva”. La componente “impulsiva rígida” satisface exactamente las condiciones de contorno en las paredes y en el fondo del depósito, pero da (incorrectamente, debido a la presencia de ondas en la respuesta dinámica) una presión nula en la posición inicial de la superficie libre del fluido en situación estática. El término “convectivo” no modifica las condiciones de contorno que ya se han satisfecho, a la vez que satisface la condición correcta de equilibrio en la superficie libre. Se utiliza un sistema de coordenadas cilíndricas: r , z , θ , con origen en el centro del fondo del depósito y con el eje z vertical. La altura del depósito hasta la superficie libre inicial del fluido y el radio del depósito se denominan H y R , respectivamente, ρ es la densidad del fluido, mientras que $\xi = r/R$ y $\zeta = z/H$ son coordenadas adimensionales.

A.2.1.2 Presión impulsiva rígida

La variación espacio-temporal de la presión “impulsiva rígida” viene dada por la expresión:

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \rho H \cos \theta A_g(t) \quad (\text{A.1})$$

donde

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1'(v_n/\gamma) v_n^2} \cos(v_n \zeta) I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right) \quad (\text{A.2})$$

en la que:

$$v_n = \frac{2n+1}{2} \pi ; \quad \gamma = H/R$$

$I_1(\cdot)$ y $I_1'(\cdot)$ denotan la función de Bessel modificada de orden 1 y su derivada⁴⁾.

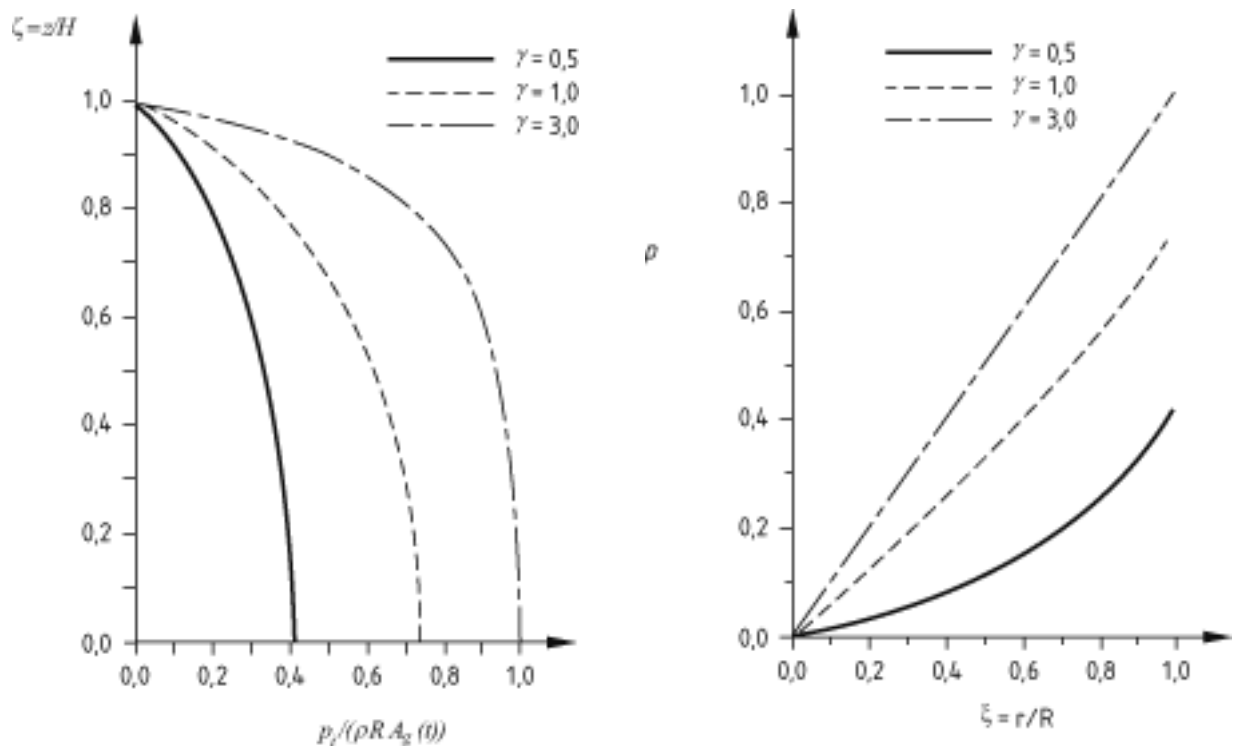


Figura A.1 – Variación de la presión impulsiva (normalizada a $\rho R a_g$) para tres valores de $\gamma = H/R$. a) variación a lo largo de la altura; b) variación radial en el fondo del depósito

⁴⁾ La derivada se puede expresar en términos de las funciones de Bessel modificadas de orden 0 y 1 como:

$$I_1'(x) = \frac{dI_1(x)}{dx} = I_0(x) - \frac{I_1(x)}{x}$$

$A_g(t)$ en la expresión (A.1) es el registro de la aceleración del suelo en el dominio del tiempo en campo libre (con un valor máximo definido por a_g). La función C_i da la distribución de p_i a lo largo de la altura. Esta función se muestra en la figura A.1a) para $\xi = 1$ (es decir, en la pared del depósito) y $\cos \theta = 1$ (es decir, en el plano de la acción sísmica horizontal), normalizado a $\rho R a_g$, para tres valores del parámetro de esbeltez $\gamma = H/R$. La figura A.1b) muestra la variación radial de p_i en el fondo del depósito en función de γ . Para valores altos de γ , la distribución de la presión en el fondo se hace lineal.

Resultante de las presiones: La resultante horizontal de la presión “impulsiva rígida” en la base de la pared Q_i , a partir de la expresión (A.1) es:

Cortante impulsivo en la base:

$$Q_i(t) = m_i A_g(t) \quad (\text{A.3})$$

m_i , llamada *masa impulsiva*, denota la masa del fluido contenido que se mueve conjuntamente con las paredes y viene dada por la expresión:

$$m_i = m_2 \gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n/\gamma)} \quad (\text{A.4})$$

donde

$m = \rho \pi R^2 H$ es la masa total de fluido contenida.

El momento total respecto a un eje ortogonal a la dirección del movimiento de la acción sísmica, M'_i , justamente por debajo del fondo del depósito incluye las contribuciones de las presiones que se ejercen sobre las paredes, dadas por la expresión (A.1), y de las que se ejercen sobre el fondo del depósito. El momento total M'_i , justamente por encima del fondo del depósito incluye sólo las contribuciones de las presiones que se ejercen sobre las paredes.

Momento impulsivo en la base (justamente por debajo del fondo del depósito):

$$M'_i(t) = m_i h'_i A_g(t) \quad (\text{A.5a})$$

donde

$$h'_i = H \frac{\frac{1}{2} + 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{v_n + 2}{v_n^4} \frac{(-1)^{n+1} I_1(v_n/\gamma)}{I_1'(v_n/\gamma)}}{2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n/\gamma)}} \quad (\text{A.6a})$$

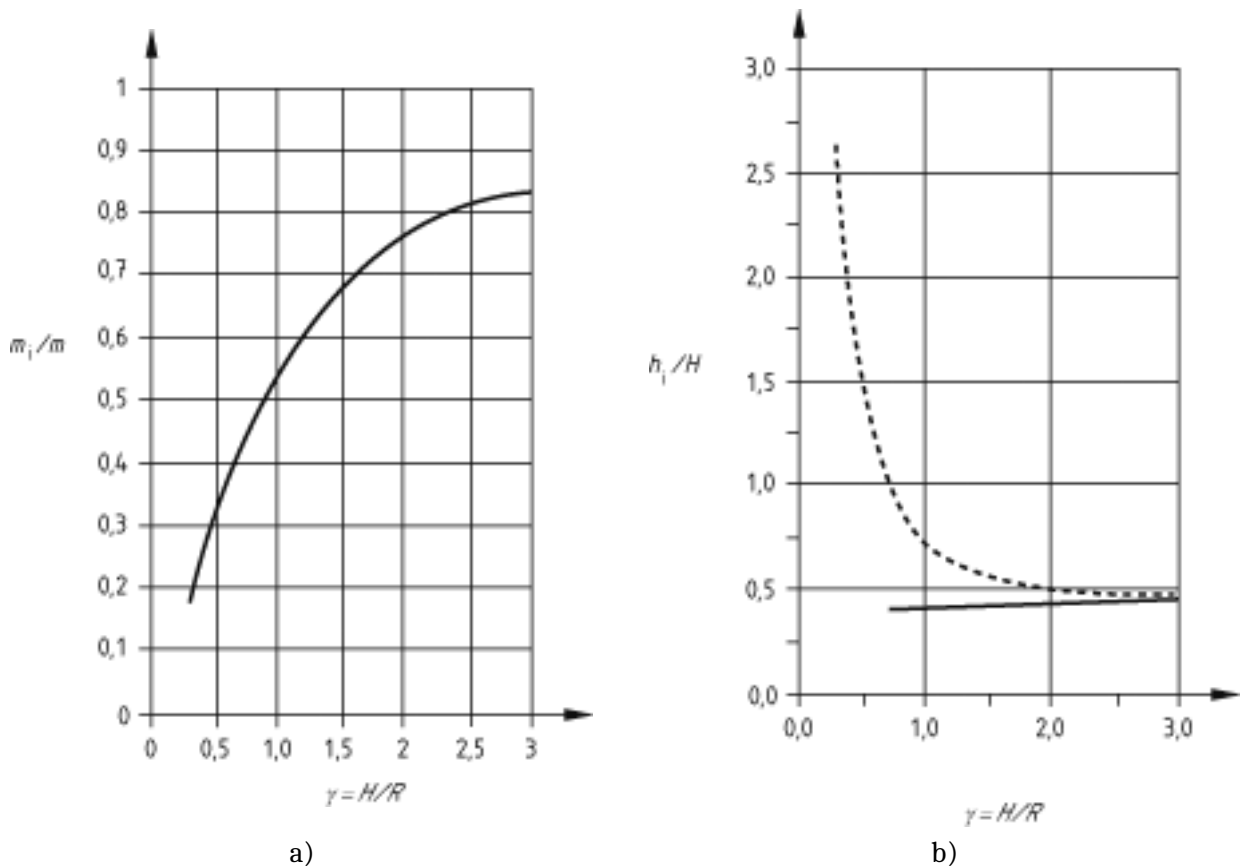
Momento impulsivo en la base (justamente por encima del fondo del depósito):

$$M_i(t) = m_i h_i A_g(t) \quad (\text{A.5b})$$

con

$$h_i = H \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{v_n^4} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{I_1'(v_n/\gamma)} (v_n (-1)^n - 1)}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n/\gamma)}} \quad (\text{A.6b})$$

La figura A.2 muestra los valores de m_i , h'_i y h_i en función de $\gamma = H/R$. El valor de m_i aumenta con γ , tendiendo asintóticamente a la masa total, mientras que tanto h_i como h'_i tienden a estabilizarse aproximadamente para valores a media altura. Para los depósitos cortos h_i es un poco inferior de la media altura, mientras que el valor de h'_i es significativamente mayor que el de H debido a la contribución predominante al valor de M'_i de las presiones ejercidas en el fondo.



Leyenda de la figura A.2(b): —: Sobre la placa del fondo; - - - : Bajo la placa del fondo

Figura A.2 – Relaciones m_i/m , h_i/H y h'_i/H en función de la esbeltez de los depósitos (véase también la tabla A.2, columnas 4, 6 y 8)

A.2.1.3 Componente de la presión convectiva

La variación espacio-temporal de la componente “convectiva” de la presión viene dada por:

$$p_c(\xi, \varsigma, \theta, t) = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cosh(\lambda_n \gamma \varsigma) J_1(\lambda_n \xi) \cos \theta A_{cn}(t) \quad (\text{A.7})$$

donde

$$\psi_n = \frac{2 R}{(\lambda_n^2 - 1) J_1(\lambda_n) \cosh(\lambda_n \gamma)} \quad (\text{A.8})$$

donde

J_1 = función de Bessel de primer orden;

$\lambda_1 = 1,841$, $\lambda_2 = 5,331$, $\lambda_3 = 8,536$; y

$A_{cn}(t)$ = aceleración en el dominio del tiempo de la respuesta de un oscilador con un solo grado de libertad que tiene una frecuencia circular ω_{cn} igual a:

$$\omega_{cn} = \sqrt{g \frac{\lambda_n}{R} \tanh(\lambda_n \gamma)} \quad (\text{A.9})$$

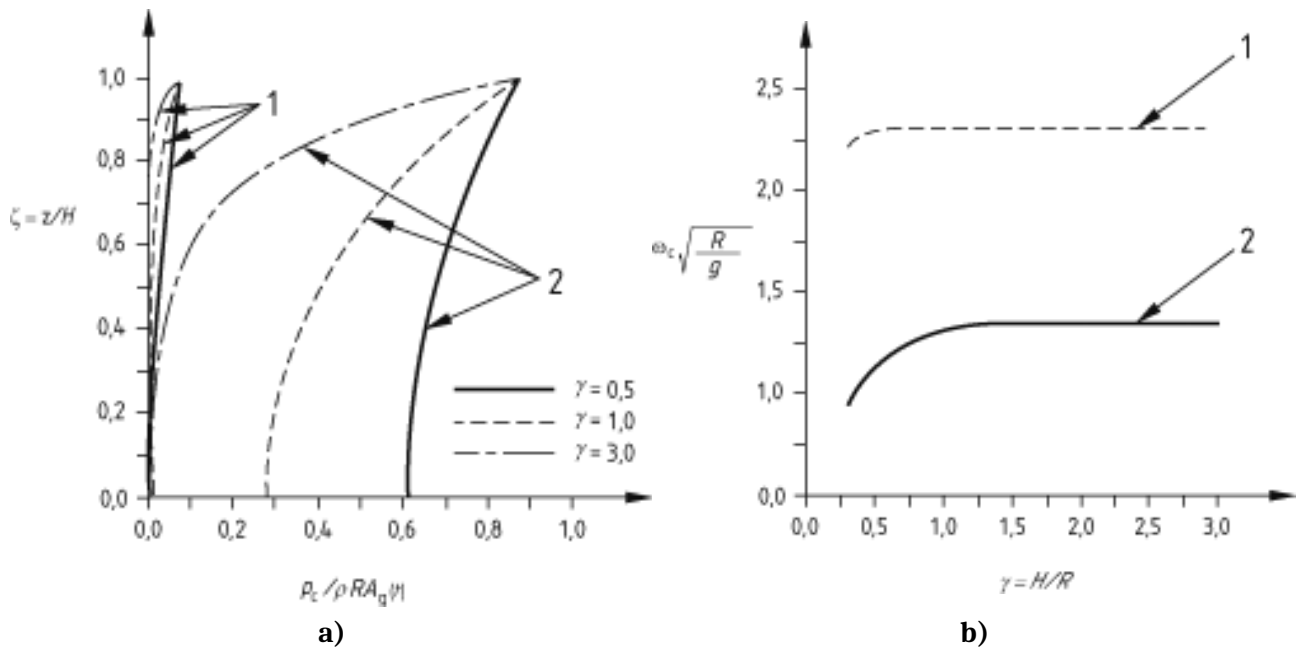
y un índice de amortiguamiento apropiado para la respuesta convectiva del fluido.

A efectos de cálculo, en la expresión (A.7) sólo es necesario considerar, para la componente convectiva, el primer modo y la primera frecuencia de oscilación de la respuesta del líquido ($n = 1$).

En la figura A.3a) se muestra la distribución vertical de las presiones debidas a la respuesta convectiva del fluido para los dos primeros modos, mientras que en la figura A.3b) se dan los valores de las dos primeras frecuencias, en función de H/R . En depósitos bajos (en relación a su diámetro), las presiones generadas por la componente convectiva mantienen valores relativamente altos cerca del fondo, mientras que, en los depósitos esbeltos, el efecto se limita a las proximidades de la superficie del líquido. Para γ mayor de un valor alrededor de 1, las frecuencias se hacen casi independientes de γ . Para estos valores de γ , ω_{c1} es aproximadamente igual a:

$$\omega_{c1} = 4,2 / \sqrt{R} \quad (R \text{ en metros}) \quad (\text{A.10})$$

que, para los valores usuales de R , proporciona periodos de oscilación del orden de algunos segundos.



Leyenda

1 2º modo

2 1º modo

Figura A.3 – a) Variación con la altura de las presiones convectivas en los dos primeros modos de oscilación y b) valores de las frecuencias de la respuesta convectiva en los dos primeros modos en función de γ

Resultante de las presiones:

Cortante convectivo en la base:

$$Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) \quad (\text{A.11})$$

donde la n-ésima masa modal convectiva es:

$$m_{cn} = m \frac{2 \tanh(\lambda_n \gamma)}{\gamma \lambda_n (\lambda_n^2 - 1)} \quad (\text{A.12})$$

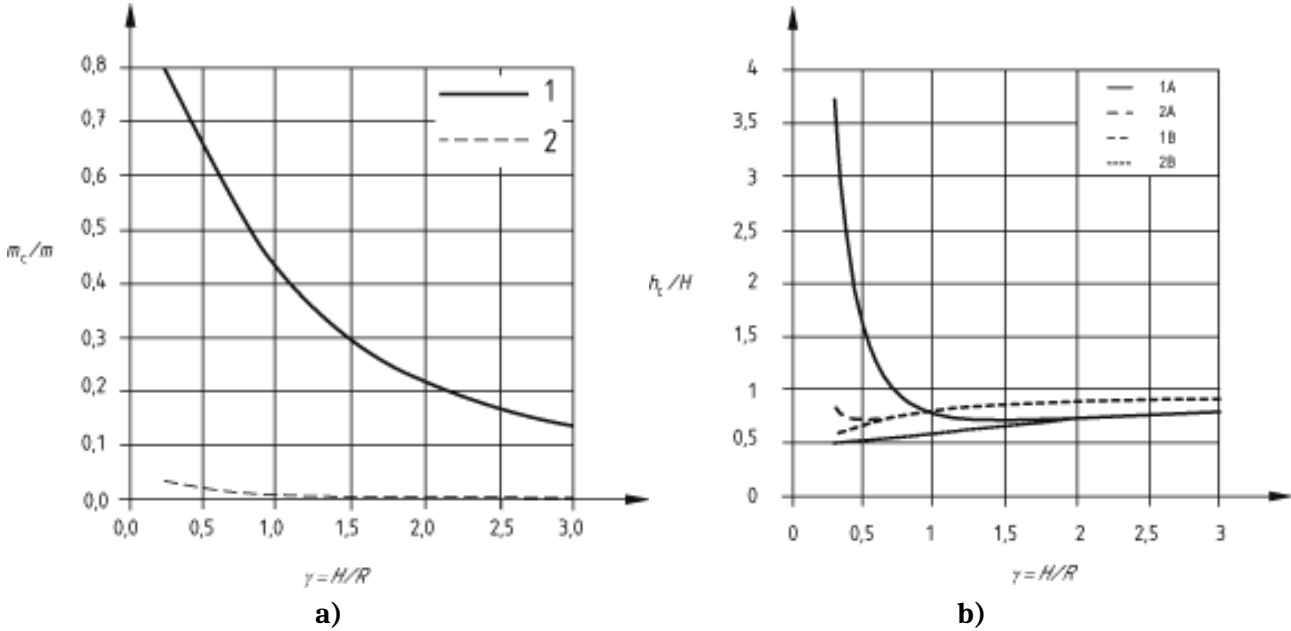
Momento justamente por debajo de la placa del fondo del depósito:

$$M'^c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_{cn}(t)) h'^{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h'^{cn} \quad (\text{A.13a})$$

donde

$$h'^{cn} = H \left(1 + \frac{2 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sinh(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (\text{A.14a})$$

En la figura A.4 se muestran los valores de m_{c1} y m_{c2} y los correspondientes valores de h_{c1} , h_{c2} , h'_{c1} y h'_{c2} en función de γ .



Leyenda de la figura A.4(a):

- 1 1^{er} modo
- 2 2^o modo

Leyenda de la figura A.4(b):

- 1A 1^{er} modo, bajo la placa del fondo
- 2A 2^o modo, bajo la placa del fondo
- 1B 1^{er} modo, sobre la placa del fondo
- 2B 2^o modo, sobre la placa del fondo

Figura A.4 – a) Masas modales de la respuesta convectiva del líquido de los dos primeros modos de oscilación y b) alturas correspondientes h_{c1} , h_{c2} , h'_{c1} y h'_{c2} en función de γ (véase también la tabla A.2, columnas 5, 7 y 9)

Momento en la pared del depósito justamente sobre la placa del fondo:

$$M_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_{cn}(t)) h_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h_{cn} \quad (\text{A.13b})$$

donde h_{cn} es:

$$h_{cn} = H \left(1 + \frac{1 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sinh(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (\text{A.14b})$$

La componente convectiva de la respuesta se puede obtener a partir de la de osciladores con masas m_{cn} , unidos al depósito rígido por medio de muelles con rigideces: $K_n = \omega_n^2 m_{cn}$. (un único oscilador para cada modo considerado como significativo, normalmente sólo el primero). El depósito está sometido a la aceleración del suelo en el dominio del tiempo $A_g(t)$ y las masas responden con las aceleraciones $A_{cn}(t)$. h'_{cn} o h_{cn} son los niveles en los que se debe aplicar el oscilador para dar,

respectivamente, los valores correctos de M'_{cn} o M_{cn} .

A.2.1.4 Altura de la ola convectiva

La altura de la ola debida a la respuesta convectiva del líquido viene dada principalmente por el primer modo. La expresión para la altura máxima en el borde es:

$$d_{\max} = 0,84 R S_e(T_{c1})/g \quad (\text{A.15})$$

donde $S_e(\cdot)$ es el espectro de respuesta elástica de aceleración correspondiente al 1^{er} modo convectivo del fluido para el amortiguamiento correspondiente a la respuesta convectiva del mismo, y g es la aceleración de la gravedad.

A.2.1.5 Efecto de la inercia de las paredes

Para depósitos de acero, las fuerzas de inercia que actúan sobre la lámina de la pared debidas a su propia masa son pequeñas en comparación con las fuerzas hidrodinámicas y se pueden despreciar. Por el contrario, para los depósitos de hormigón, no se deberían despreciar. Las fuerzas de inercia son paralelas a la acción sísmica horizontal e inducen una presión normal a la superficie de la lámina dada por:

$$p_w = \rho_s s(\zeta) \cos \theta A_g(t) \quad (\text{A.16})$$

donde

$\rho_s =$ densidad del material de la pared

$s(\zeta) =$ espesor de la pared

Los efectos de la acción de esta componente de la presión, que sigue la variación en espesor de la pared con la altura, deberán añadirse a los de la componente impulsiva dados por la expresión (A.1).

El efecto cortante total en la base debido a las fuerzas de inercia de la pared y de la cubierta del depósito se puede tomar igual a la masa total de las paredes y de la cubierta del depósito multiplicada por la aceleración del suelo. De modo similar, la contribución al momento de vuelco en la base es igual a la masa de la pared multiplicada por la semi-altura de la pared (para un espesor constante de la pared), más la masa de la cubierta multiplicada por la distancia media de ésta a la base y por la aceleración del suelo.

A.2.1.6 Combinación de los efectos de la acción de las presiones impulsivas y convectivas

La respuesta en el dominio del tiempo de la presión total es la suma de las dos respuestas en el dominio del tiempo siguientes:

- la impulsiva, controlada por $A_g(t)$ (incluyendo la inercia de las paredes);
- la convectiva, controlada por $A_{c1}(t)$ (despreciando las componentes de orden superior).

De igual modo que la respuesta dinámica asociada a las dos componentes de la presión viene caracterizada por diferentes coeficientes de amortiguamiento, también se puede asociar con diferentes mecanismos de disipación de la energía por histéresis. No se puede asociar ninguna disipación de energía con la respuesta convectiva del líquido, mientras que la respuesta debida a las presiones impulsivas y a la inercia de las paredes del depósito puede estar acompañada de cierta disipación de energía por histéresis, que proviene del depósito mismo y de la forma en que está apoyado en (o anclado a) el terreno. Si la disipación de energía se tiene en cuenta mediante la modificación del espectro elástico con el coeficiente de comportamiento q , se debería utilizar un valor de q diferente para la deducción de los efectos de la acción de las dos componentes: es decir, $q = 1,0$ para los efectos de la acción de las presiones convectivas y $q = 1,5$ (o un valor mayor) para los efectos de la acción de las presiones impulsivas y de la inercia de las paredes del depósito.

Si, tal como es habitual en la práctica del cálculo, se utiliza el método del espectro de respuesta para calcular el máximo de la respuesta dinámica, se deberían combinar adecuadamente los valores máximos de los efectos de la acción sísmica de las dos respuestas en el dominio del tiempo dadas por el espectro de respuesta. Dado que generalmente las frecuencias predominantes del movimiento del terreno y de la respuesta convectiva del fluido están muy separadas, la regla de “la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” puede no ser conservadora, de modo que para el cálculo puede ser preferible usar la regla alternativa (límite superior) consistente en sumar los valores absolutos de los dos máximos. Cada uno de estos dos máximos se obtendrá a partir de los valores de q y del índice de amortiguamiento que se consideren apropiados para la correspondiente componente.

Para las comprobaciones, los valores del momento y del esfuerzo cortante justamente por encima de la base del depósito deberían usarse para el cálculo de las tensiones y deformaciones resultantes en las paredes del depósito y en la unión con la base. El valor del momento justamente por debajo de la base del depósito se debería utilizar para la comprobación de su estructura de apoyo, de los anclajes de la base o de la cimentación.

Dado el largo periodo de la componente convectiva de la respuesta del líquido, sólo el momento por debajo de la placa del fondo del depósito que es debido a esta componente de la presión es relevante para la comprobación del equilibrio estático del depósito (vuelco). Dadas sus altas frecuencias, puede considerarse que las presiones impulsivas y la inercia de las paredes del depósito, no contribuyen al momento de desestabilización, en la comprobación del depósito al vuelco.

A.2.2 Componente vertical de la acción sísmica

La presión hidrodinámica sobre las paredes de un depósito rígido debida a una aceleración vertical del suelo $A_v(t)$ viene dada por:

$$p_{vr}(\zeta, t) = \rho H (1 - \zeta) A_v(t) \quad (\text{A.17})$$

Siendo axisimétrica, esta presión hidrodinámica no produce esfuerzo cortante ni momento resultante en ninguna sección horizontal del depósito, ni justamente por encima o por debajo de la base.

A.2.3 Combinación de los efectos de las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica, incluyendo los efectos de otras acciones

La presión máxima combinada sobre las paredes del depósito debido a la acción sísmica horizontal y vertical se puede obtener aplicando la regla del apartado 3.2. La presión combinada se debería sumar a la presión hidrostática ejercida sobre la pared de un lado del depósito (aquel en que la pared se acelera hacia el líquido) y restar como succión a la opuesta. Se debería considerar que las presiones dinámicas ejercidas por las tierras y el agua del terreno actúan sobre toda la parte enterrada del depósito sobre el lado en el que la presión sísmica se considera como una succión. Las presiones el terreno se deberían evaluar basándose en el coeficiente de empuje del terreno en reposo.

A.3 Depósitos verticales circulares deformables apoyados en el suelo, unidos a la cimentación

A.3.1 Componentes horizontales de la acción sísmica

Normalmente no es conservador el considerar que un depósito es rígido (especialmente para depósitos de acero). En los depósitos flexibles, la presión del fluido se expresa habitualmente como la suma de tres contribuciones, denominadas: “rígida impulsiva”, “convectiva” y “flexible”. La tercera contribución satisface la condición de que la velocidad radial del fluido a lo largo de la pared es igual a la velocidad de deformación de la pared del depósito, así como las condiciones de velocidad vertical cero en el fondo del depósito y de presión cero en la superficie libre del fluido. El acoplamiento dinámico entre las componentes convectiva y flexible es muy pequeño, debido a las grandes diferencias entre las frecuencias de oscilación del fluido y la deformación de la pared, lo que permite determinar la tercera componente independientemente de las otras dos. Por esta razón, no se ven afectadas las componentes, rígida impulsiva y convectiva, examinadas en el capítulo A.2.

La distribución de la presión flexible depende de los modos de vibración del sistema depósito-fluido, de los cuales sólo son de interés aquellos que tengan una onda circunferencial, del tipo siguiente:

$$\phi(\zeta, \theta) = f(\zeta) \cos \theta \quad (\text{A.18})$$

En lo que sigue, el término “frecuencia fundamental” o “primera frecuencia” o “primer modo”, no está relacionado con los verdaderos modos fundamentales del depósito lleno, sino sólo con los modos propios del tipo de los descritos por la expresión (A.18).

La distribución radial de la presión impulsiva flexible sobre el fondo del depósito es cualitativamente la misma que la de la presión impulsiva rígida. Suponiendo que los modos son conocidos, la distribución de la presión flexible ejercida sobre las paredes tiene la forma:

$$p_f(\zeta, \theta, t) = \rho H \psi \cos \theta \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) A_{fn}(t) \quad (\text{A.19})$$

donde

$$\psi = \frac{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s}{\rho} \frac{s(\zeta)}{H} + \sum_{n=0}^{\infty} b'_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta}{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s}{\rho} \frac{s(\zeta)}{H} f(\zeta) + \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta} \quad (\text{A.20})$$

$$b'_n = 2 \frac{(-1)^n}{v_n^2} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{I'_1(v_n/\gamma)} \quad (\text{A.21})$$

$$d_n = 2 \frac{\int_0^1 f(\zeta) \cos(v_n \zeta) d\zeta}{v_n} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{I'_1(v_n/\gamma)} \quad (\text{A.22})$$

ρ_s es la densidad de la lámina de la pared, $s(\zeta)$ es su espesor y $A_m(t)$ es la respuesta en aceleración (respecto a su base) de un oscilador simple que tiene el periodo y el índice de amortiguamiento del modo n . Normalmente es suficiente el modo fundamental ($n=1$), de forma que en la expresiones (A.19), (A.21) y (A.22) desaparecen el índice del modo, n , y la suma total de todas las contribuciones modales.

En la mayor parte de los casos de depósitos flexibles, la presión $p_f(\cdot)$ de la expresión (A.19) proporciona la contribución predominante a la presión total, debido al hecho de que, mientras que el término rígido impulsivo –expresión (A.1)– varía con la aceleración del terreno $A_g(t)$, el término flexible –expresión (A.19) – varía con la respuesta en aceleración $A_m(t)$, la cual, para el rango habitual de periodos de los sistemas depósito-fluido, está considerablemente amplificada con respecto a $A_g(t)$.

Para determinar la deformada del primer modo del depósito, se propone el siguiente método iterativo. Se elige una primera deformada del modo para $f(\zeta)$, en las expresiones (A.18)-(A.22) (normalmente es una buena aproximación una deformada proporcional a ζ , especialmente para los depósitos esbeltos). Llamando $f^i(\zeta)$ a la deformada usada en la i -ésima iteración, se evalúa la densidad “efectiva” de la lámina de la pared como:

$$\rho^i(\zeta) = \frac{p_f^i(\zeta)}{2g s(\zeta) f^i(\zeta)} + \rho_s \quad (\text{A.23})$$

donde $p_f^i(\zeta)$ es el valor de la presión evaluada a partir de la expresión (A.19) en el paso i -ésimo. La densidad efectiva obtenida de la expresión (A.23) se puede utilizar entonces en el análisis estructural del depósito para evaluar la deformada del modo en la $(i+1)$ -ésima iteración, y así sucesivamente hasta que converja.

La frecuencia angular fundamental del sistema depósito-fluido se puede evaluar por medio de la siguiente expresión aproximada, para los depósitos de acero.

$$\omega_f = 2\pi \frac{\sqrt{E s(\zeta)/\rho H}}{R(0, 157\gamma^2 + \gamma + 1, 49)} \quad (\text{para } \zeta = 1/3) \quad (\text{A.24})$$

donde E es el módulo de elasticidad del material de la pared del depósito.

El esfuerzo cortante en la base es:

$$Q_f(t) = m_f A_f(t) \quad (\text{A.25})$$

donde

$$m_f = m \psi \gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{v_n} d_n \quad (\text{A.26})$$

El momento justamente por encima de la base del depósito se puede calcular como:

$$M_f(t) = m_f h_f A_f(t) \quad (\text{A.27})$$

donde

$$h_f = H \frac{\left[\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n v_n - 2}{v_n^2} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{d_n I_1'(v_n/\gamma)}{v_n} \right]}{\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n}{v_n}} \quad (\text{A.28})$$

A.3.2 Combinación de los términos de la presión debida a las componentes horizontales de la acción sísmica

A.3.2.1 Métodos generales

La respuesta en el dominio del tiempo de la presión total en depósitos flexibles es la suma de las respuestas en el dominio del tiempo de la presión impulsiva rígida (expresión (A.1)), la presión convectiva (expresión (A.7)) y la presión flexible (expresión (A.19)), teniendo cada una de ellas una distribución diferente a lo largo de la altura y una variación distinta en el tiempo. La variación temporal del esfuerzo cortante en la base producido por estas presiones (expresiones (A.3), (A.11) y (A.25)) es:

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) + m_f A_f(t) \quad (\text{A.29})$$

donde $A_{cn}(t)$ es la respuesta en aceleración absoluta o total de un oscilador simple con una frecuencia angular ω_{cn} (expresión (A.9)) y un índice de amortiguamiento apropiado para la respuesta convectiva bajo una aceleración de la base $A_g(t)$, mientras que $A_f(t)$ es la respuesta en aceleración (relativa a la base) de un oscilador simple con frecuencia angular ω_f (expresión (A.24)) y con un amortiguamiento apropiado para el sistema depósito-fluido, sometido también a $A_g(t)$.

Si se conocen los máximos individuales de los términos de la expresión (A.29), por ejemplo, empleando un espectro de respuesta de las aceleraciones absolutas y relativas, se pueden obtener las

presiones correspondientes en el depósito, necesarias para un análisis detallado de las tensiones, repartiendo la resultante de cada uno de los tres términos de la expresión (A.29) sobre las paredes y el fondo del depósito conforme a la distribución correspondiente de las presiones. Con el fin de facilitar el proceso de cálculo, las masas m_i , m_{cn} y m_f , la última de las cuales está basada en las deformadas supuestas para los primeros modos, se han calculado en función del coeficiente γ , y están disponibles en forma de tablas o de diagramas en la bibliografía técnica especializada (véanse, por ejemplo, las figuras A.2(a), A.4(a) y las columnas 4 y 5 de la tabla A.2). Sin embargo, la utilización de la expresión (A.29) en combinación con los espectros de respuesta plantea el problema de la combinación de los máximos. Salvo que se calcule un espectro de respuesta en aceleración relativa para $A_f(t)$, no existe ninguna forma exacta para combinar el máximo de $A_g(t)$ con el de $A_f(t)$. De hecho, dado que la excitación sísmica y su respuesta no se pueden suponer independientes en el rango de frecuencias relativamente altas consideradas, la regla de “la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” (SRSS) no es suficientemente precisa. Por otro lado, la simple suma de los máximos individuales puede llevar a estimaciones demasiado conservadoras.

Teniendo en cuenta estas dificultades, diversos autores han propuesto diferentes métodos aproximados basados en la teoría anterior. Se exponen aquí someramente algunos de estos métodos, debidos a Veletsos y Yang, a Haroun y Housner, y a Scharf.

El método de Veletsos y Yang consiste en reemplazar la expresión (A.29) por la siguiente:

$$Q(t) = m_i A_{fa}(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) \quad (A.30)$$

es decir, en suponer que la totalidad de la masa impulsiva responde con la aceleración absoluta amplificada del depósito flexible ($A_{fa}(t) = A_f(t) + A_g(t)$) con una frecuencia angular ω_f (expresión (A.24)) y un amortiguamiento apropiado para el sistema depósito-fluido. El valor máximo de $A_{fa}(t)$ se obtiene directamente a partir del espectro de respuesta apropiado. El esfuerzo cortante total en la base se puede evaluar de forma aproximada mediante la expresión:

$$Q_w(t) = (\varepsilon_0 \cdot m) \cdot A_{fa}(t) \quad (A.31)$$

donde $(\varepsilon_0 \cdot m)$ es la masa de la pared del depósito que participa efectivamente en el primer modo, m representa la masa total del sistema depósito-fluido y el coeficiente ε_0 se puede determinar a partir de la tabla A.1:

Tabla A.1 — Masa de la pared del depósito que participa efectivamente en el primer modo, como fracción de la masa total, en el procedimiento de Veletsos y Yang

H/R	0,5	1,0	3,0
ε_0	0,5	0,7	0,9

El procedimiento de Veletsos y Yang proporciona una estimación del límite superior, aceptable para cocientes de H/R no mucho mayores que 1. Por encima de este valor se sugiere adoptar correcciones que reduzcan el conservadurismo. En vista de la naturaleza conservadora del método, en general se pueden ignorar los efectos inerciales del depósito.

En el método de Haroun y Housner, la expresión (A.29) se escribe de una forma apropiada para la utilización del espectro de respuesta:

$$Q(t) = (m_i - m_f) A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) + m_f A_{fa}(t) \quad (\text{A.32})$$

Las masas m_i y m_f se dan en forma de gráficas, en función de H/R y s/R , así como las alturas a las que se deberían situar éstas para obtener el valor correcto del momento en la base. Los efectos inerciales de la pared del depósito se incluyen en los valores de las masas y de sus alturas.

Para combinar los valores máximos de las tres componentes en la expresión (A.32) se utiliza la regla de “la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados”.

Finalmente, basándose en el hecho de que las respuestas en aceleraciones absoluta y relativa no difieren considerablemente en el rango de frecuencias de interés, en el método de Scharf la expresión (A.29) se escribe como:

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) + m_f A_{fa}(t) \quad (\text{A.33})$$

Para combinar los valores máximos de las tres componentes en la expresión (A.34), se utiliza la regla de “la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados”.

$$Q = \sqrt{(m_i a_g)^2 + (m_f a_{fa})^2 + \left(\sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} a_{cn} \right)^2} \quad (\text{A.34})$$

A.3.2.2 Procedimiento simplificado para depósitos cilíndricos con base fija

Siguiendo una línea similar a la del método de Veletsos y Yang, Malhotra, P.K. y otros han propuesto un método todavía más simplificado, que se resume a continuación.

Aquí también es de aplicación el apartado **A.2.1.4**, en lo que se refiere a los diferentes mecanismos de disipación de la energía por histéresis (y los valores asociados del coeficiente de comportamiento q) que caracterizan las diferentes componentes de la presión.

A.3.2.2.1 Modelo

El sistema depósito-líquido se modela mediante dos sistemas de un grado de libertad, uno correspondiente a la componente impulsiva, que se mueve en fase con la pared flexible, y el otro a la componente convectiva. Las respuestas impulsiva y convectiva se combinan tomando su suma numérica.

Los periodos naturales de las respuestas impulsiva y convectiva, en segundos, se toman como:

$$T_{\text{imp}} = C_i \frac{\sqrt{\rho} H}{\sqrt{s/R} \sqrt{E}} \quad (\text{A.35})$$

$$T_{\text{con}} = C_c \sqrt{R} \quad (\text{A.36})$$

donde

H = altura hasta la superficie libre del líquido;

R = radio del depósito;

s = espesor uniforme equivalente de la pared del depósito (media ponderada a lo largo de la altura de contacto del líquido con la pared del depósito, el coeficiente de ponderación se puede tomar proporcional a la deformación unitaria en la pared; que es máxima en la base del depósito);

ρ = densidad del líquido; y

E = módulo de elasticidad del material del depósito.

Tabla A.2 — Coeficientes C_i y C_c de los periodos naturales, masas m_i y m_c y alturas h_i y h_c medidas desde la base del punto de aplicación de la resultante de la presiones ejercidas sobre la pared, para las componentes impulsiva y convectiva

H/R	C_i	C_c (s/m ^{1/2})	m_i/m	m_c/m	h_i/H	h_c/H	h'_i/H	h'_c/H
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

Los coeficientes C_i y C_c se obtienen de la tabla A.2. El coeficiente C_i es adimensional, mientras que si R se expresa en metros, C_c viene expresado en s/m^{1/2}.

Las masas impulsiva y convectiva, m_i y m_c , se dan en la tabla A.2 como fracciones de la masa total del líquido m , junto con las alturas medidas desde la base, h_i y h_c , del punto de aplicación de la resultante de las presiones hidrodinámicas impulsiva y convectiva ejercidas sobre la pared.

A.3.2.2.2 Respuesta sísmica

El esfuerzo cortante total en la base es:

$$Q = (m_i + m_w + m_r) S_e(T_{\text{imp}}) + m_c S_e(T_{\text{con}}) \quad (\text{A.37})$$

donde

$m_w =$ masa de la pared del depósito;

$m_r =$ masa de la cubierta del depósito;

$S_e(T_{imp}) =$ aceleración espectral impulsiva, obtenida a partir de un espectro de respuesta elástica con un valor de amortiguamiento compatible con el estado límite considerado de acuerdo con el apartado **2.3.3.1**;

$S_e(T_{con}) =$ aceleración espectral convectiva, obtenida a partir de un espectro de respuesta elástica con un 0,5% de amortiguamiento.

El momento de vuelco en un punto situado justamente por encima de la placa de la base es:

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con}) \quad (A.38)$$

h_w y h_r representan respectivamente las alturas de los centros de gravedad de la pared y de la cubierta del depósito.

El momento de vuelco en un punto situado justamente por debajo de la placa de la base viene dado por:

$$M' = (m_i h_i' + m_w h_w + m_r h_r) S_e(T_{imp}) + m_c h_c' S_e(T_{con}) \quad (A.39)$$

El desplazamiento vertical de la superficie del líquido debido a la respuesta convectiva viene dado por la expresión (A.15).

A.3.3 Componente vertical de la acción sísmica

Además de la presión $p_{vr}(\zeta, t)$ dada por la expresión (A.17), debida a que el depósito se mueve de forma rígida en la dirección vertical con la aceleración $A_v(t)$, existe una contribución a la presión, $p_{vf}(\zeta, t)$, debida a las deformaciones de la lámina de la pared consecuencia del modo de vibración “respiración radial” (“radial breathing mode”). Este término adicional se puede calcular como:

$$p_{vf}(\zeta, t) = 0,815 f(\gamma) \rho H \cos\left(\frac{\pi}{2}\zeta\right) A_{vf}(t) \quad (A.40)$$

donde

$$f(\gamma) = 1,078 + 0,274 \ln \gamma \quad \text{para } 0,8 \leq \gamma < 4 \quad (A.41a)$$

$$f(\gamma) = 1,0 \quad \text{para } \gamma < 0,8 \quad (A.41b)$$

$A_{vf}(t)$ es la respuesta en aceleración de un oscilador simple que posee una frecuencia igual a la frecuencia fundamental del modo de vibración axisimétrico del depósito con el fluido.

La frecuencia fundamental se puede estimar a partir de la expresión:

$$f_{vd} = \frac{1}{4R} \left[\frac{2 E I_1(\gamma_1) s(\zeta)}{\pi \rho H (1-\nu^2) I_0(\gamma_1)} \right]^{1/2} \quad (\text{para } \zeta = 1/3) \quad (\text{A.42})$$

donde

$$\gamma_1 = \pi/(2\gamma);$$

$I_0(\cdot)$ e $I_1(\cdot)$ son respectivamente las funciones de Bessel modificadas de orden 0 y 1;

E y ν son respectivamente el módulo de Young y el coeficiente de Poisson del material del depósito.

El valor máximo de $p_{vf}(t)$ se obtiene a partir del espectro de respuesta en aceleración vertical para los valores apropiados del periodo y del amortiguamiento. Si se desprecia la flexibilidad del suelo (véase el capítulo **A.7**) los valores de amortiguamiento aplicables son los del material de la lámina de la pared. El valor del coeficiente de comportamiento, q , adoptado para la respuesta debida a la componente impulsiva de la presión y a la inercia de la pared del depósito, se puede utilizar para la respuesta a la componente vertical de la acción sísmica. El valor máximo de la presión debida al efecto combinado de $p_{vr}(\cdot)$ y de $p_{vf}(\cdot)$ se puede obtener aplicando a los valores máximos individuales la regla de la “raíz cuadrada de la suma de los cuadrados”.

A.3.4 Combinación de los efectos de las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica, incluyendo los efectos de otras acciones

La presión sobre las paredes del depósito se debería determinar de acuerdo con el apartado **A.2.3**.

A.4 Depósitos rectangulares

A.4.1 Depósitos rectangulares rígidos apoyados sobre el suelo, unidos a la cimentación

Para los depósitos cuyas paredes se puedan suponer rígidas, la presión total se obtiene de nuevo mediante la suma de una contribución impulsiva y de una contribución convectiva:

$$p(z,t) = p_i(z,t) + p_c(z,t) \quad (\text{A.43})$$

La componente impulsiva sigue la expresión:

$$p_i(z,t) = q_0(z) \rho L A_g(t) \quad (\text{A.44})$$

donde

L es la semi-anchura del depósito en la dirección de la acción sísmica;

$q_o(z)$ es una función que da la variación de $p_i(\cdot)$ con la altura, tal como se representa en la figura A.5 ($p_i(\cdot)$ es constante en la dirección ortogonal a la acción sísmica). La tendencia y los valores numéricos de $q_o(z)$ son muy próximos a los de un depósito cilíndrico con radio $R = L$ (véase la figura A.6).

La componente convectiva de la presión viene dada por una suma de términos modales (modos convectivos del fluido). Al igual que para los depósitos cilíndricos, la contribución dominante es la del modo fundamental:

$$p_{c1}(z,t) = q_{c1}(z) \rho L A_1(t) \quad (\text{A.45})$$

donde

$q_{c1}(z)$ es una función mostrada en la figura A.7 junto con la contribución del segundo modo $q_{c2}(z)$, y

$A_1(t)$ es la respuesta en aceleración de un oscilador simple con la frecuencia del primer modo y el valor de amortiguamiento apropiado, cuando está sometido a una excitación en aceleración $A_g(t)$.

El periodo de oscilación del primer modo convectivo es:

$$T_1 = 2p \left(\frac{L/g}{\frac{p}{2} \tanh\left(\frac{p}{2} \frac{H}{L}\right)} \right)^{1/2} \quad (\text{A.46})$$

El esfuerzo cortante en la base y el momento en la cimentación se pueden evaluar basándose en las expresiones (A.44) y (A.45). Los valores de las masas m_i y m_{c1} , así como los de las correspondientes alturas sobre la base, h_i y h_{c1} , calculadas para depósitos cilíndricos y dadas respectivamente por las expresiones (A.4), (A.12) y (A.6), (A.14), se pueden adoptar también para el cálculo de los depósitos rectangulares (reemplazando R por L), con un error menor del 15%.

A.4.2 Depósitos rectangulares flexibles apoyados sobre el suelo, unidos a la cimentación

Al igual que en el caso de los depósitos cilíndricos de sección circular, la flexibilidad de las paredes produce generalmente un aumento significativo de las presiones impulsivas, mientras que las presiones convectivas permanecen prácticamente invariables. Son pocos los estudios sobre la respuesta sísmica de los depósitos rectangulares flexibles y sus resultados no pueden expresarse de forma apropiada para su aplicación directa en el cálculo. Para el cálculo, una aproximación consiste en usar la misma distribución de la presión vertical que para las paredes rígidas (véanse la expresión (A.44) y las figuras A.5 y A.6), pero reemplazando la aceleración del suelo $A_g(t)$ en la expresión (A.44) por la respuesta en aceleración de un oscilador simple que tenga la frecuencia y el índice de amortiguamiento del primer modo impulsivo líquido-depósito.

Este periodo de vibración se puede aproximar por:

$$T_f = 2 \pi (d_f/g)^{1/2} \quad (\text{A.47})$$

donde

d_f es la flecha de la pared sobre el eje vertical a la altura de la masa impulsiva, cuando la pared está solicitada por una carga uniforme de magnitud $m_i g / 4BH$ en la dirección del movimiento del suelo; $m_i g / 4BH$;

$2B$ es la anchura del depósito perpendicular a la dirección de la acción sísmica.

La masa impulsiva m_i se puede obtener como la suma de la obtenida a partir de la expresión (A.4), de la figura A.2(a) o de la columna 4 de la tabla A.2, más la masa de la pared.

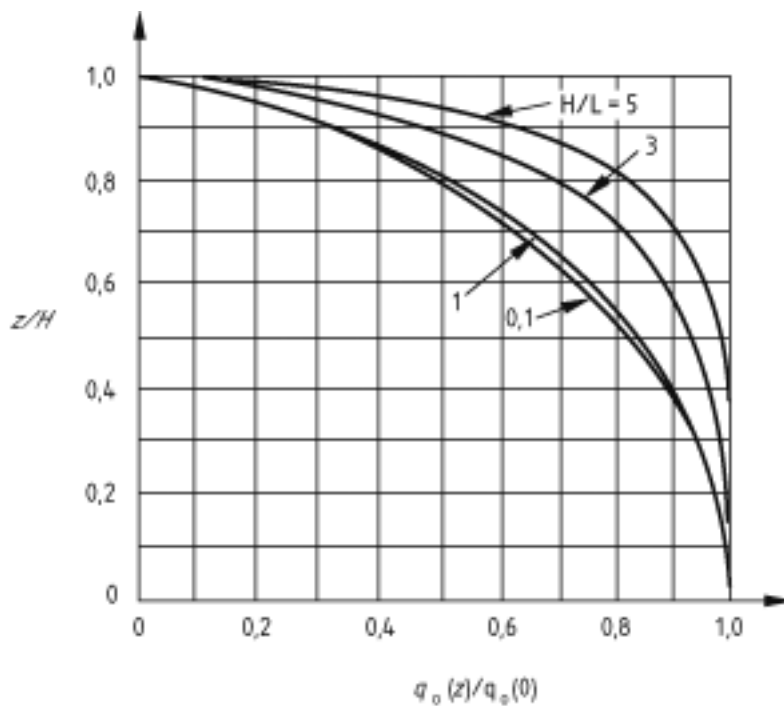


Figura A.5 — Distribución en altura de las presiones impulsivas adimensionales que actúan sobre la pared perpendicular a la componente horizontal de la acción sísmica de un depósito rectangular

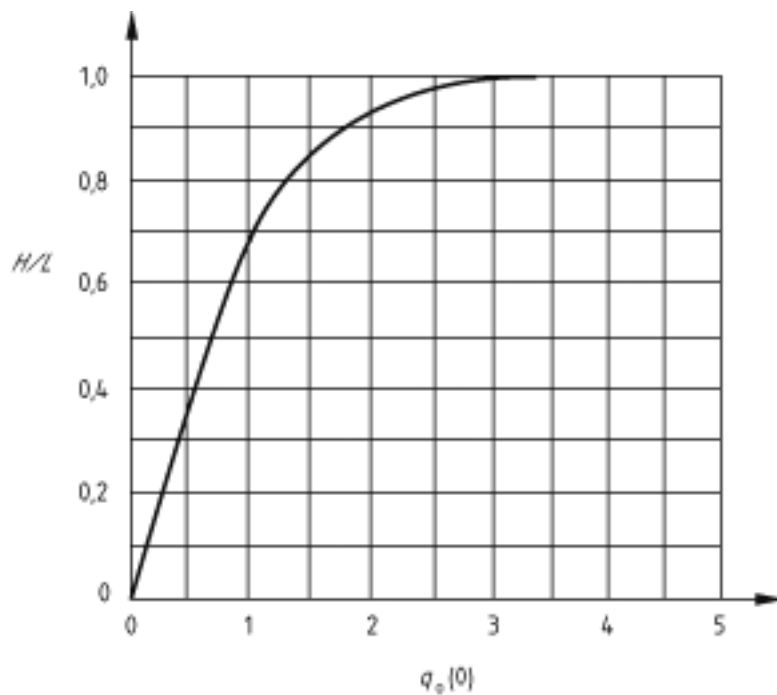


Figura A.6 – Valor máximo de las presiones impulsivas adimensionales que actúan sobre una pared rectangular perpendicular a la componente horizontal de la acción sísmica

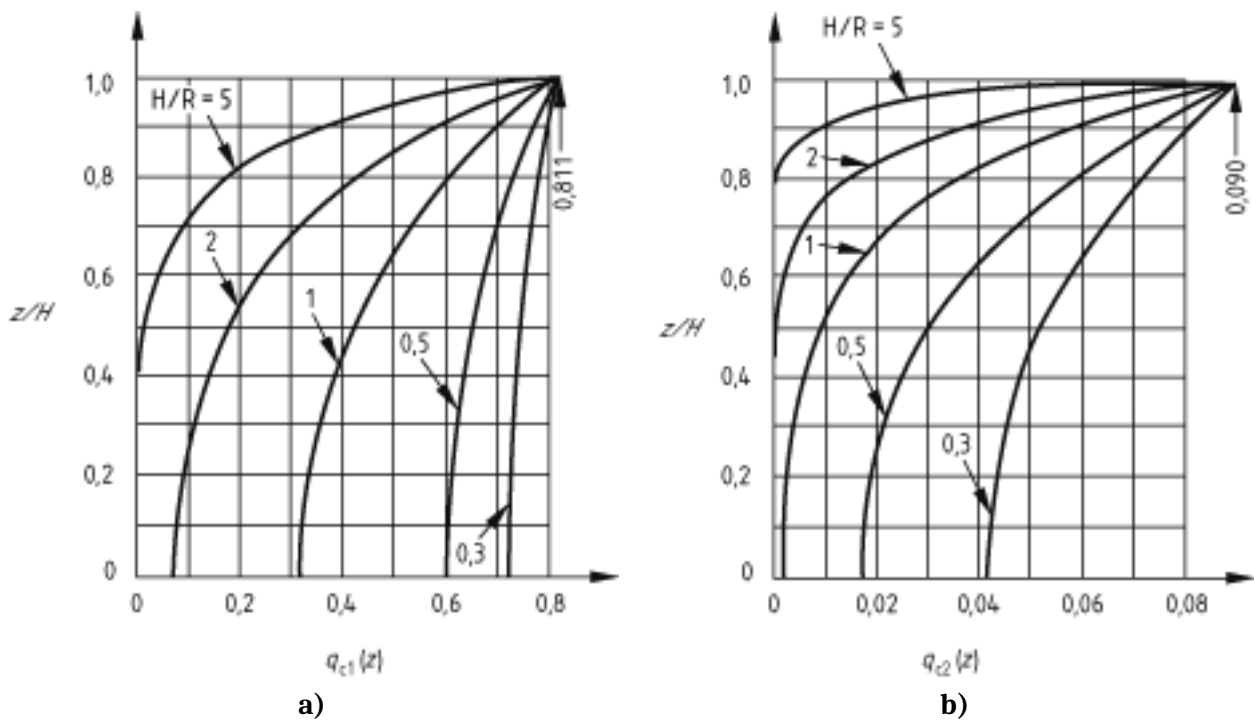
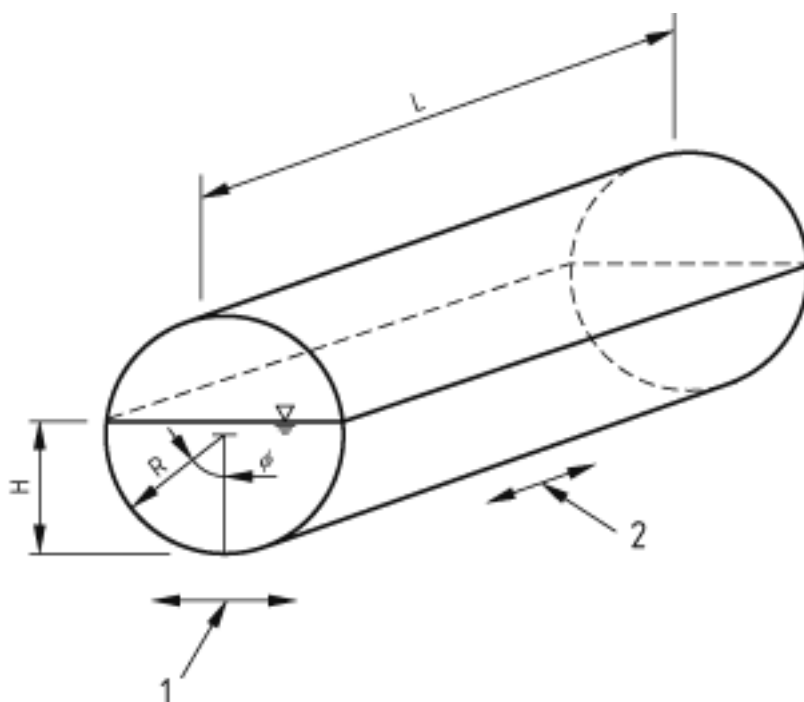


Figura A.7 — Presiones convectivas adimensionales que actúan sobre la pared perpendicular a la componente horizontal de la acción sísmica de un depósito rectangular

A.4.3 Combinación de los efectos de la acción debidos a las diferentes componentes y acciones

Se aplica el apartado A.2.1.6 en relación con los diferentes mecanismos de disipación de la energía por histéresis (y los valores asociados del coeficiente de comportamiento q) que caracterizan a las diferentes componentes de la presión. El apartado A.2.2 se puede aplicar para evaluar los efectos de la componente vertical de la acción sísmica y el apartado A.2.3 para la combinación de los efectos de las componentes horizontales y verticales, incluyendo los efectos de las demás acciones para la situación sísmica de cálculo.



Leyenda

- 1 Acción sísmica en dirección transversal
- 2 Acción sísmica en dirección longitudinal

Figura A.8 – Notación para un depósito cilíndrico con eje horizontal

A.5 Depósitos cilíndricos horizontales apoyados sobre el suelo

Los depósitos cilíndricos horizontales se deberían calcular para la acción sísmica a lo largo de los ejes longitudinal y transversal (véase la figura A.8 para notaciones).

Se pueden obtener valores aproximados de las presiones hidrodinámicas inducidas por la acción sísmica, tanto en la dirección longitudinal como en la transversal, considerando un depósito rectangular con la misma profundidad al nivel del líquido, con la misma dimensión que la real en la dirección de la acción sísmica, y con una tercera dimensión (anchura) tal que se mantenga el volumen del líquido. Esta aproximación es suficientemente precisa a efectos de cálculo en un rango de H/R comprendido entre 0,5 y 1,6. Si H/R supera 1,6, se debería suponer que el depósito se comporta como

si estuviese lleno, es decir, con la masa total del fluido actuando solidariamente con el depósito.

A continuación, se describe una solución más precisa para la acción sísmica en la dirección transversal (perpendicular al eje) en depósitos parcialmente llenos.

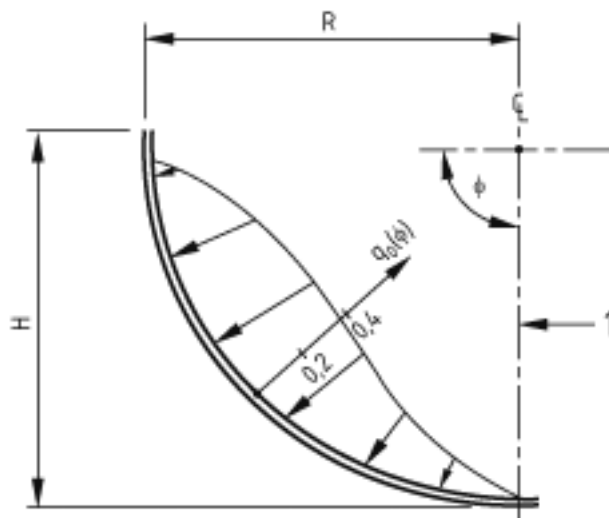
La distribución de la presión impulsiva viene dada por:

$$p_i(\varphi) = q_o(\varphi) \gamma R A_g(t) \quad (\text{A.48})$$

Para $H = R$ la función de la presión $q_o(\cdot)$ toma la forma:

$$q_o(\varphi) = \frac{4}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{(2n)^2 - 1} \sin 2n \varphi \quad (\text{A.49})$$

que se representa gráficamente en la figura A.9.



Leyenda

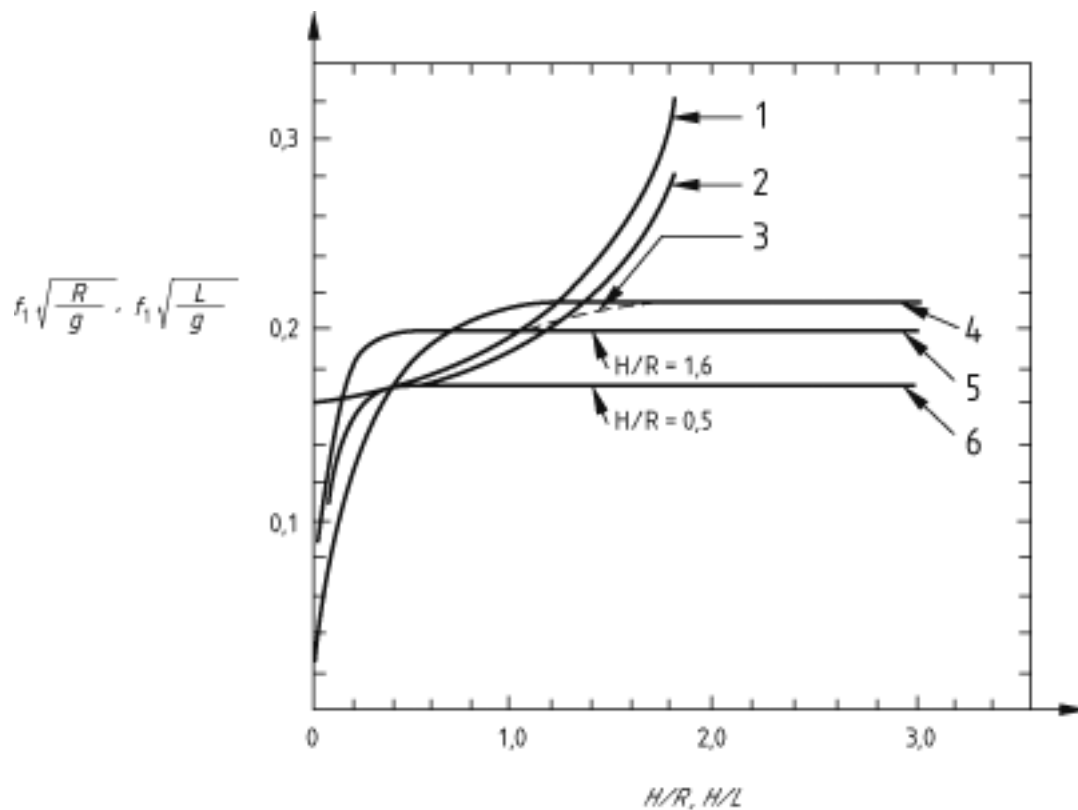
1 Presión anti-simétrica en relación con el eje del cilindro

**Figura A.9 – Presiones impulsivas que actúan sobre un cilindro horizontal con $H = R$.
Acción sísmica transversal**

Integrando la distribución de la presión, la masa impulsiva para $H = R$ resulta ser:

$$m_i = 0,4 m \quad (\text{A.50})$$

Como las presiones se ejercen en dirección radial, las fuerzas que actúan sobre el cilindro pasan por el centro de la sección circular y se debería suponer que tanto las masas impulsivas como las convectivas actúan en este punto.



Leyenda

- 1 Esfera
- 2 Cilindro horizontal, acción sísmica transversal
- 3 Cilindro vertical, base esférica
- 4 Cilindro vertical
- 5 Depósito rectangular (longitud: $2L$)
- 5 y 6 Cilindro horizontal, acción sísmica longitudinal (longitud: $2L$)

Figura A.10 – Frecuencia adimensional del primer modo convectivo para depósitos rígidos de diferentes formas

No hay soluciones disponibles para las presiones convectivas de forma que sean apropiadas para el cálculo. Cuando el depósito está aproximadamente a medio llenar ($H \cong R$), la masa del primer modo convectivo se puede evaluar como:

$$m_{c1} = 0,6 m \quad (\text{A.51})$$

Se considera que las expresiones (A.50) y (A.51) son aproximaciones razonables para valores de H/R comprendidos entre 0,8 y 1,2.

En la figura A.10 se representan las frecuencias del primer modo convectivo para depósitos rígidos de diferentes formas, incluyendo los cilindros horizontales con la acción sísmica actuando en las direcciones transversal o longitudinal en relación a su eje.

A.6 Depósitos elevados

En el modelo estructural que incluya también a la estructura de apoyo, el líquido del depósito se puede tener en cuenta considerando dos masas:

- una masa impulsiva m_i unida rígidamente a las paredes del depósito, situada a una altura h'_i o h_i por encima del fondo del depósito (expresiones (A.4) y, respectivamente, (A.6a), (A.6b));
- una masa m_{c1} , unida a las paredes por medio de un muelle de rigidez $K_{c1} = \omega_{c1}^2 m_{c1}$, donde el valor de ω_{c1} viene dado por la expresión (A.9), situada a la altura h'_{c1} o h_{c1} (expresiones (A.12) y respectivamente (A.14a), (A.14b)).

La respuesta del sistema se puede evaluar por los métodos habituales de análisis modal y respuesta espectral.

En el caso más sencillo, el modelo global sólo tiene dos grados de libertad, correspondientes a las masas m_i y m_{c1} . Se debería añadir a m_i una masa Δm igual a la masa del depósito y una parte apropiada de la masa del apoyo. La masa ($m_i + \Delta m$) se debería unir al terreno por medio de un muelle que represente la rigidez del apoyo.

Normalmente se debería incluir también en el modelo la inercia de rotación de la masa ($m_i + \Delta m$) y el grado de libertad adicional correspondiente.

Un depósito elevado con forma de cono truncado invertido se puede considerar en el modelo como un cilindro equivalente, con el mismo volumen de líquido y un diámetro igual al del cono al nivel del líquido.

A.7 Efectos de la interacción suelo-estructura en depósitos apoyados sobre el suelo

A.7.1 Generalidades

El movimiento de la base de los depósitos cimentados en suelos relativamente deformables puede ser significativamente diferente del movimiento en campo libre; en general se modifica la componente de translación y aparece una componente de balanceo. Además, para el mismo movimiento de excitación, a medida que aumenta la flexibilidad del terreno, también aumentan el periodo fundamental del sistema depósito-fluido y el amortiguamiento total, reduciéndose el máximo de la respuesta. El aumento del periodo es más pronunciado en depósitos altos y esbeltos, ya que es mayor la contribución de la componente de balanceo. Sin embargo, la reducción de máximo de la respuesta es en general menor en depósitos altos, ya que el amortiguamiento asociado con el balanceo es menor que el asociado con una translación horizontal.

En la bibliografía técnica especializada, se extiende, para las componentes impulsivas (rígidas y flexibles) de la respuesta de los depósitos, un procedimiento sencillo propuesto inicialmente para edificios, consistente en aumentar el periodo fundamental y el amortiguamiento de la estructura, que se considera que descansa en un suelo rígido y está sometida al movimiento en campo libre. Se supone que la interacción suelo-estructura no afecta a los periodos ni a las presiones del modo convectivo. Se puede obtener una buena aproximación mediante el uso de un oscilador simple equivalente, con los parámetros ajustados para corresponderse con la frecuencia y con el máximo de la respuesta del sistema real. Para dicho método, diferentes autores dan las propiedades de este oscilador equivalente, en forma de diagramas en función de la relación H/R , para valores fijos de otros parámetros: relación del espesor de la pared s/R , amortiguamiento inicial, etc.

A.7.2 Procedimiento sencillo

A.7.2.1 Introducción

Se puede adoptar un procedimiento aproximado que se resume a continuación. Consiste en modificar por separado la frecuencia y el amortiguamiento de las contribuciones de las presiones impulsiva rígida e impulsiva flexible consideradas en los capítulos **A.2** a **A.5**. En particular, para las componentes de la presión rígida impulsiva, cuyas respuestas en el dominio del tiempo vienen dadas por las aceleraciones en campo libre horizontal $A_g(t)$, y vertical $A_v(t)$, la inclusión de los efectos de la interacción suelo-estructura equivale a remplazar dichas respuestas en el dominio del tiempo por las funciones de respuesta en aceleración de un oscilador de un grado de libertad que tenga un periodo natural y un amortiguamiento tal como se especifica a continuación.

A.7.2.2 Periodos naturales modificados:

- ‘depósito rígido’, efecto impulsivo horizontal

$$T_i^{\dot{}} = 2\pi \left(\frac{m_i + m_o}{k_x \alpha_x} + \frac{m_i h_i^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right)^{1/2} \quad (\text{A.52})$$

- ‘depósito deformable’, efecto impulsivo horizontal

$$T_f^{\dot{}} = T_f \left(1 + \frac{k_f}{k_x \alpha_x} \cdot \left[1 + \frac{k_x h_f^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right] \right)^{1/2} \quad (\text{A.53})$$

- ‘depósito rígido’, vertical

$$T_{vr}^{\dot{}} = 2\pi \left(\frac{m_{\text{tot}}}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad (\text{A.54})$$

- ‘depósito deformable’, vertical

$$T_{vd}^{\dot{}} = T_{vd} \left(1 + \frac{k_l}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad (\text{A.55})$$

donde

- m_i, h_i son la masa y la altura de la componente impulsiva;
- m_o es la masa de la cimentación;
- k_f es la rigidez del "depósito deformable" = $4\pi^2 \frac{m_f}{T_f^2}$;
- m_{tot} es la masa total del depósito lleno, incluyendo la cimentación;
- $k_l = 4\pi^2 \frac{m_l}{T_{vd}^2}$, con m_l = masa del líquido;
- k_x, k_θ, k_v son las rigideces horizontal, en balanceo y vertical de la cimentación; y
- $\alpha_x, \alpha_\theta, \alpha_v$ son coeficientes dependientes de la frecuencia que convierten las rigideces estáticas en rigideces dinámicas.

A.7.2.3 Valores de amortiguamiento modificados:

La expresión general del índice de amortiguamiento efectivo del sistema depósito-cimentación es:

$$\xi = \xi_s + \frac{\xi_m}{(T^c/T)^3} \quad (A.56)$$

donde

- ξ_s es el amortiguamiento por radiación en el suelo; y
- ξ_m es el amortiguamiento del material en el depósito.

Tanto ξ_s como ξ_m dependen del modo de vibración específico.

En particular para ξ_s :

- para el modo horizontal impulsivo del “depósito rígido”:

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_i}{k_x T_i^2} a \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_i^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad (A.57)$$

- para el modo horizontal impulsivo del “depósito deformable”:

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_f}{k_x T_f^2} a \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_f^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad (\text{A.58})$$

– para el modo vertical del “depósito rígido”:

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_{tot}}{k_v T_{vr}^2} a \frac{\beta_v}{\alpha_v} \quad (\text{A.59})$$

donde

a es la frecuencia adimensional = $\frac{2\pi R}{V_s T}$ (V_s = velocidad de las ondas de cortante en el suelo);

$\beta_x, \beta_\theta, \beta_v$ son los coeficientes dependientes de la frecuencia que proporcionan los valores del amortiguamiento por radiación para los movimientos horizontales, verticales y de balanceo.

A.8 Diagramas de flujo del cálculo de los efectos hidrodinámicos en depósitos cilíndricos verticales

Los siguientes diagramas de flujo presentan una visión global de la determinación de los efectos hidrodinámicos en depósitos cilíndricos verticales sometidos a acciones sísmicas horizontales y verticales. Estos diagramas se refieren esencialmente a la aplicación del método de los espectros de respuesta.

El diagrama de flujo A.1 proporciona una visión global del proceso de cálculo y de la combinación de las diferentes componentes de la respuesta. En los diagramas de flujo A.2 a A.6 se tratan las diferentes componentes hidrodinámicas o componentes de la acción sísmica.

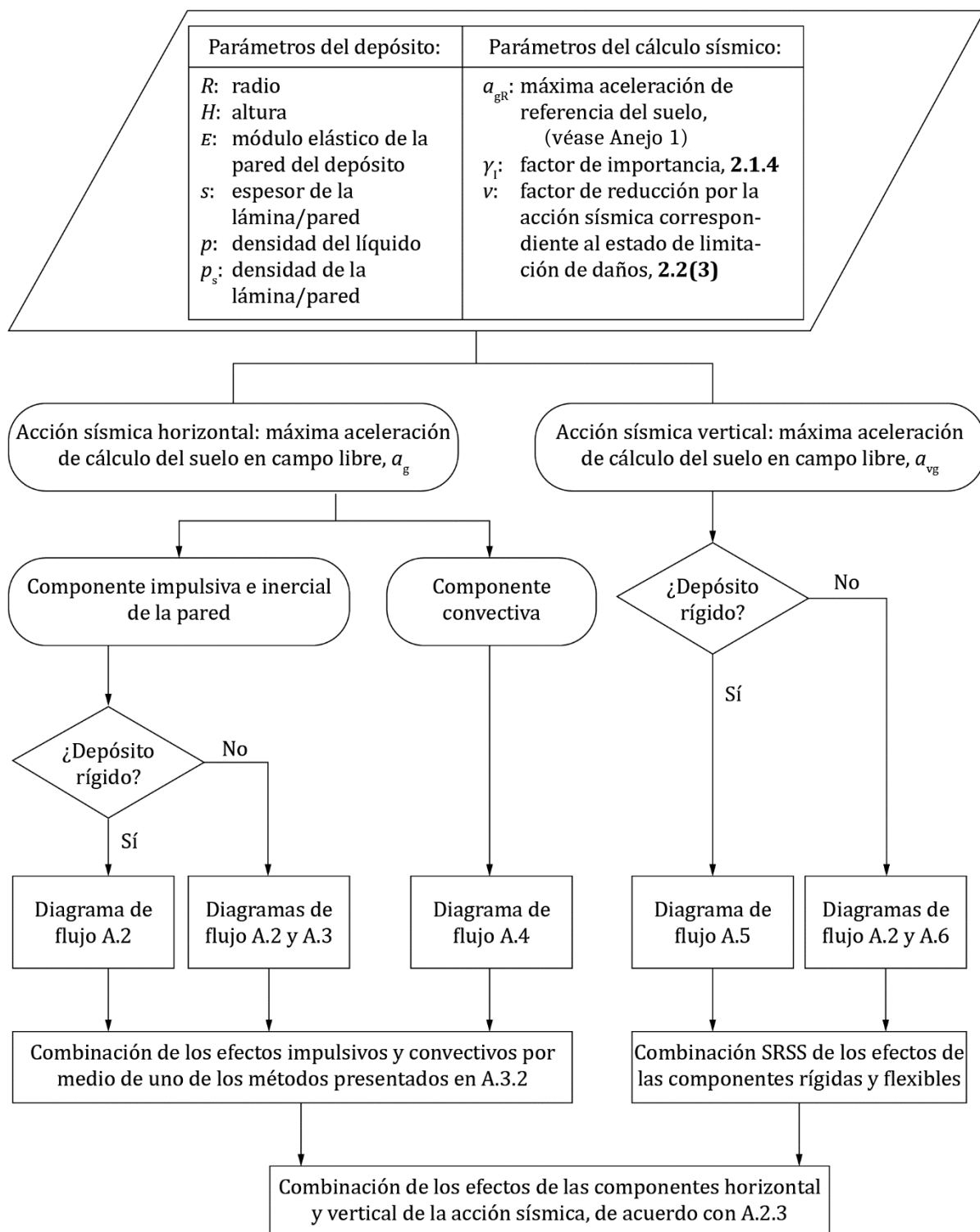


Diagrama de flujo A.1: Visión global/de conjunto de la determinación de los efectos hidrodinámicos en depósitos cilíndricos verticales anclados sobre el terreno, teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura

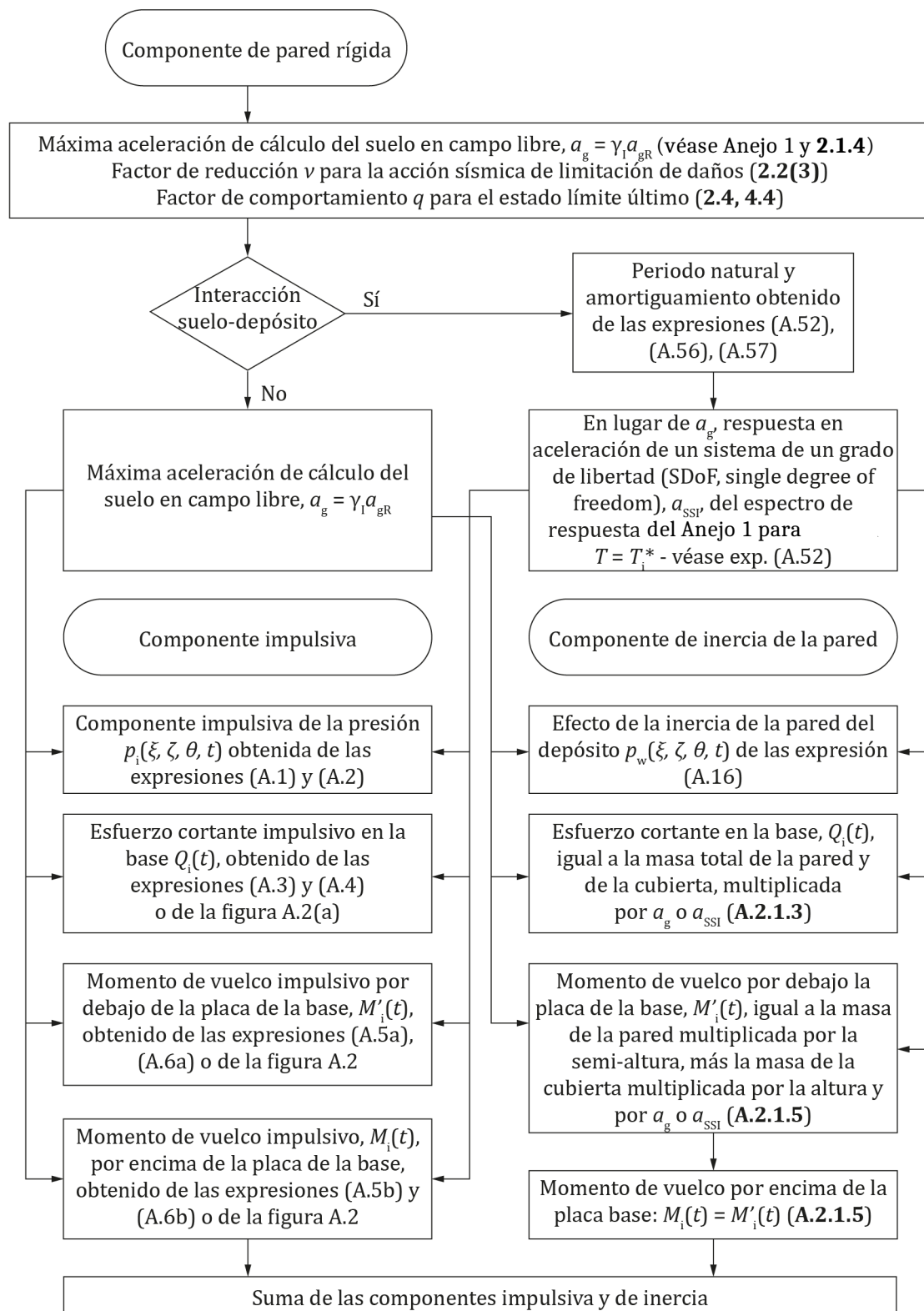


Diagrama de flujo A.2: Acción sísmica horizontal, componente impulsiva para una pared rígida (véanse A.2.1, A.7.2)

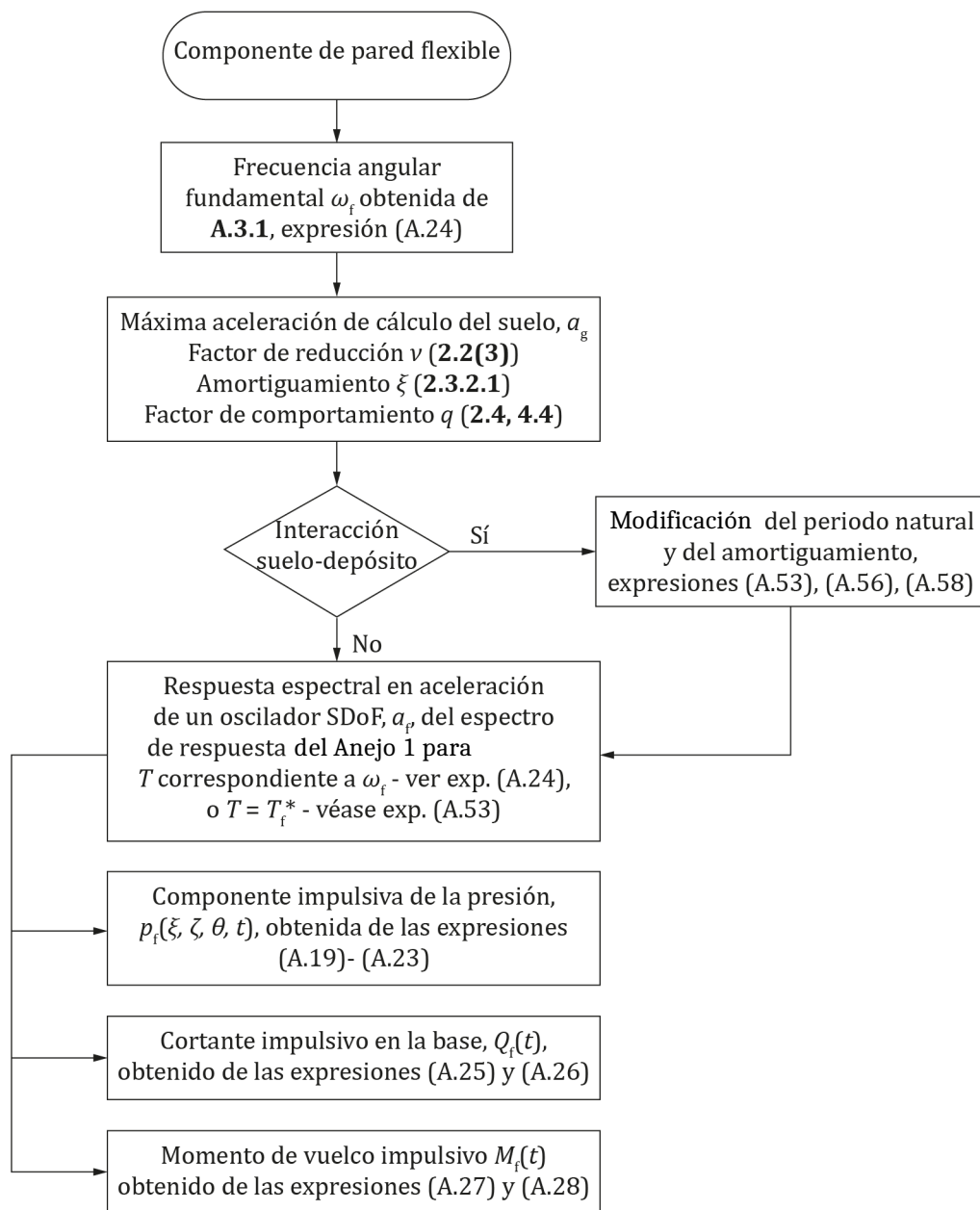


Diagrama de flujo A.3: Acción sísmica horizontal, componente impulsiva para una pared flexible (véanse A.3.1, A.7.2)

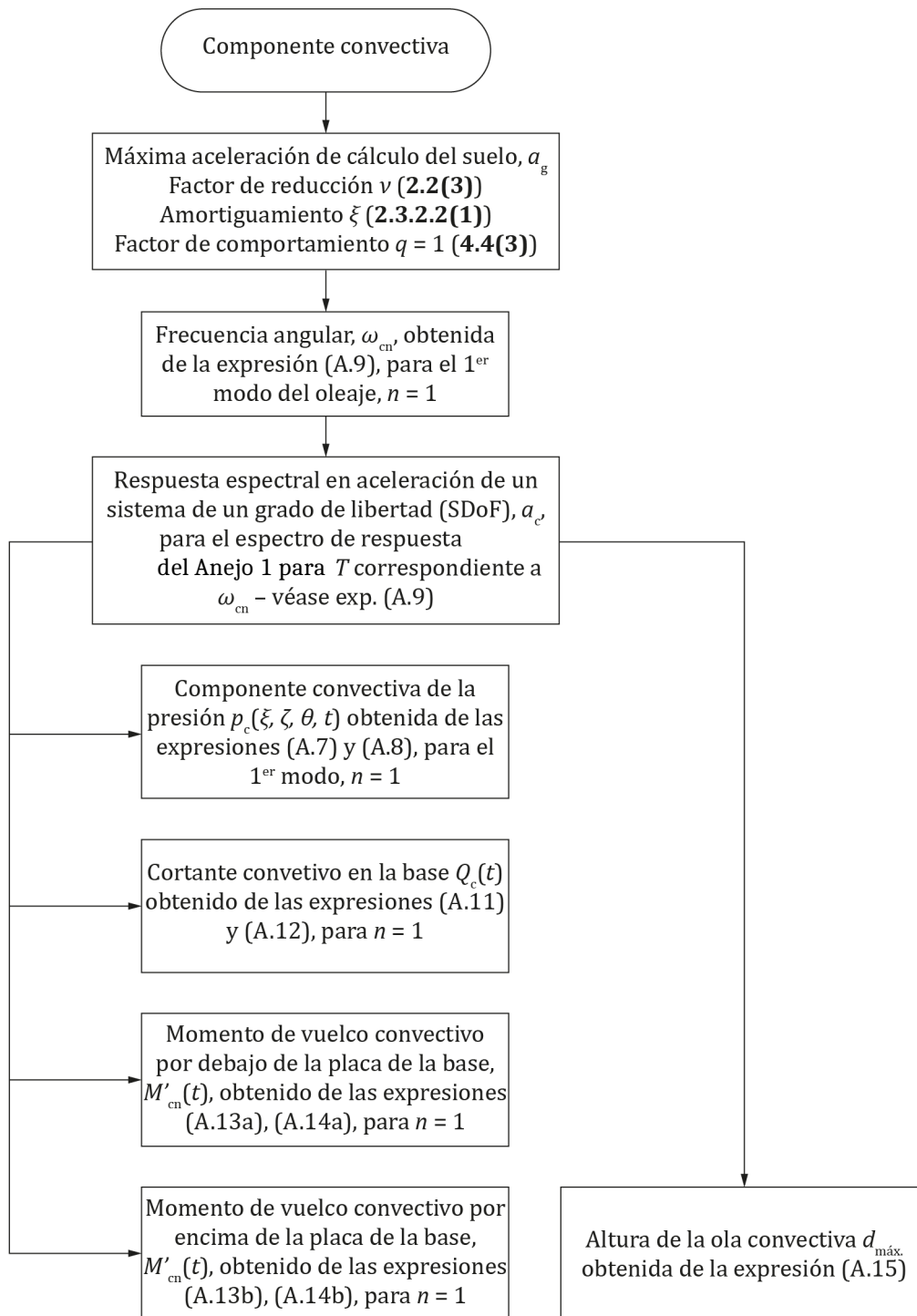


Diagrama de flujo A.4: Acción sísmica horizontal, componente convectiva (véase A.2.1)

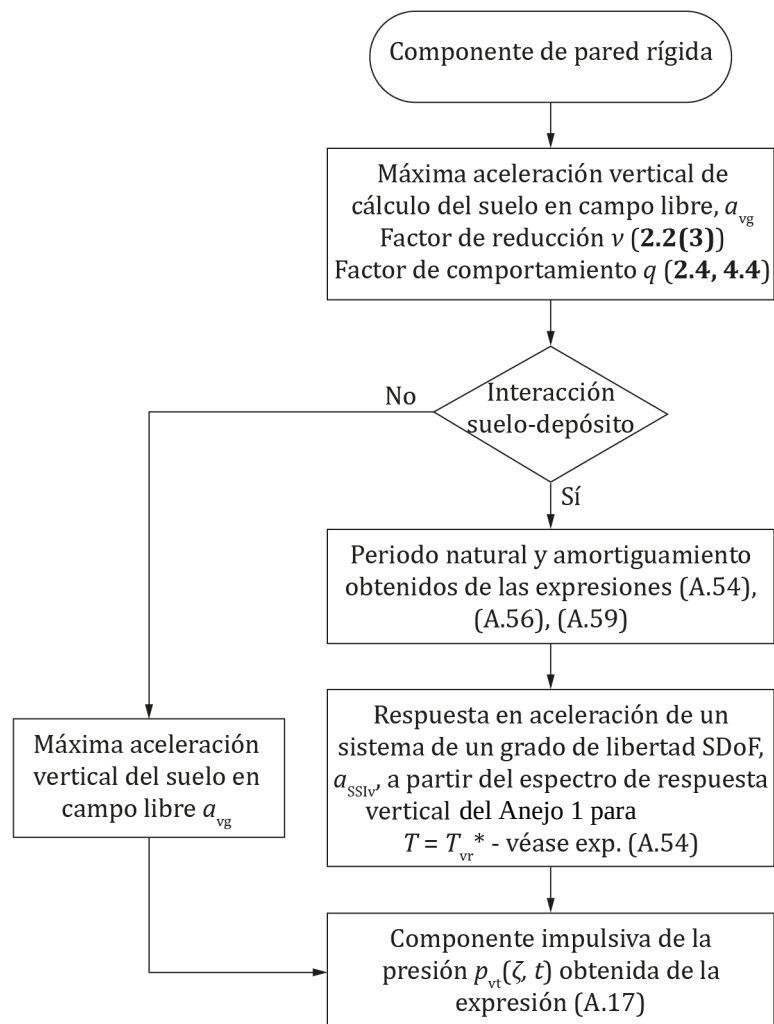


Diagrama de flujo A.5: Acción sísmica vertical, componente para una pared rígida (véanse A.2.2, A.7.2)

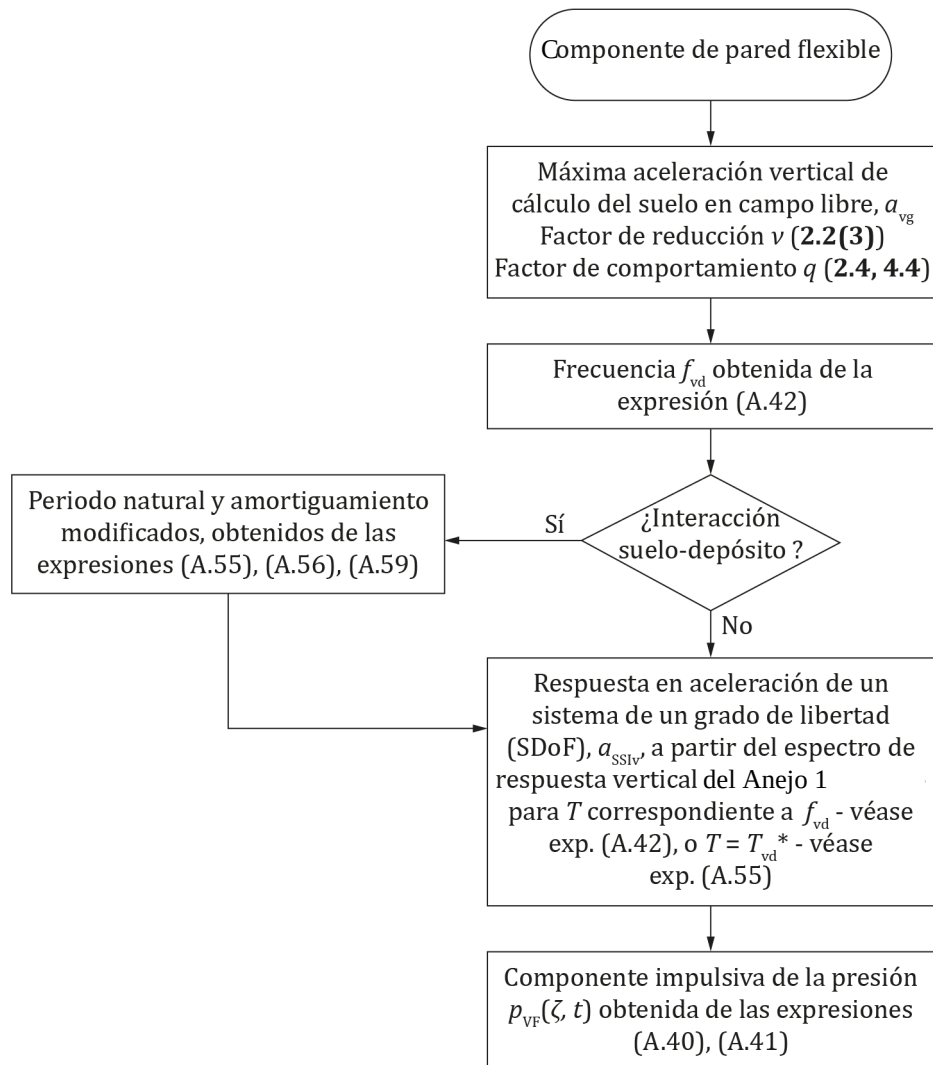


Diagrama de flujo A.6: Acción sísmica vertical, componente para una pared flexible (véanse A.3.3, A.7.2)

A.9 Depósitos apoyados sobre el suelo, no anclados a la cimentación

A.9.1 Generalidades

En los depósitos apoyados en el suelo que no estén anclados a la cimentación, se producirá levantamiento del fondo del depósito debido al momento de vuelco sísmico. Este levantamiento es más pronunciado en depósitos descubiertos. El levantamiento puede producir deformaciones plásticas en el depósito, especialmente en la placa de la base. Sin embargo, se deberían evitar las fisuraciones y las fugas de líquido por medio de un cálculo apropiado.

En la mayoría de los casos no se consideran los efectos del levantamiento, ni del movimiento de balanceo que lo acompaña, sobre la magnitud y la distribución de las presiones. Para la mayor parte de los casos esto es conservador, ya que el balanceo aumenta la flexibilidad del sistema y desplaza el periodo a un rango de menor amplificación dinámica de las fuerzas.

Para tratar este caso, se puede utilizar un procedimiento iterativo aproximado de cálculo de depósitos cilíndricos verticales, teniendo en cuenta el levantamiento y la naturaleza dinámica del problema. Los diagramas de flujo obtenidos por este procedimiento se aplican a los depósitos con cubierta fija y se refieren a valores específicos de parámetros, tales como la relación entre el espesor de la pared y el radio, la rigidez del suelo, el tipo de cimentación de la pared, etc.

Una vez que se conocen las presiones hidrodinámicas máximas, se hayan determinado considerando o no el levantamiento, el cálculo de las tensiones en el depósito es un problema de cálculo de estructuras estático, en el cual el proyectista tiene una cierta libertad de elección del nivel de sofisticación del método que utiliza. Para un depósito que se levante, un modelo preciso debería implicar necesariamente un modelo de elementos finitos no lineal para el depósito, el suelo y su superficie de contacto. Por medio de experimentos y cálculos más refinados se ha demostrado que los métodos directos que no necesitan el uso de ordenadores no son ni conservadores ni adecuados para tener en cuenta todas las variables que intervienen en el problema.

El efecto principal del levantamiento es aumentar la tensión de compresión vertical en la lámina de la pared, lo que es crítico para los modos de ruptura por pandeo. En el lado de la pared opuesta a la que se levanta, la compresión vertical es máxima y se producen tensiones de compresión circunferenciales en la lámina, debidas a la acción de membrana de la placa de la base.

Se acepta el que se produzca una plastificación por flexión en la placa de la base, y se considera apropiada una comprobación de la tensión de tracción máxima.

A.9.2 Fuerzas y tensiones de membrana de compresión vertical en la pared debidas al levantamiento

Para los depósitos cilíndricos de acero con cubierta fija apoyados sobre el suelo que son habituales en la industria petroquímica, el aumento de la fuerza de membrana vertical debido al levantamiento (N_u) con respecto a la tensión en el caso de anclado (N_a) se puede estimar por medio de la figura A.11, en función del momento de vuelco adimensional M/WH (W = peso total del líquido). Este aumento es muy significativo para los depósitos esbeltos. Para las cubiertas fijas, los valores indicados en la figura A.11 están del lado de la seguridad, ya que han sido calculados (mediante análisis estático por elementos finitos) suponiendo que el suelo portante es muy rígido (siendo el módulo de balasto del suelo en el modelo de Winkler $k = 4000 \text{ MN/m}^3$), lo que es una situación desfavorable para las fuerzas de membrana verticales.

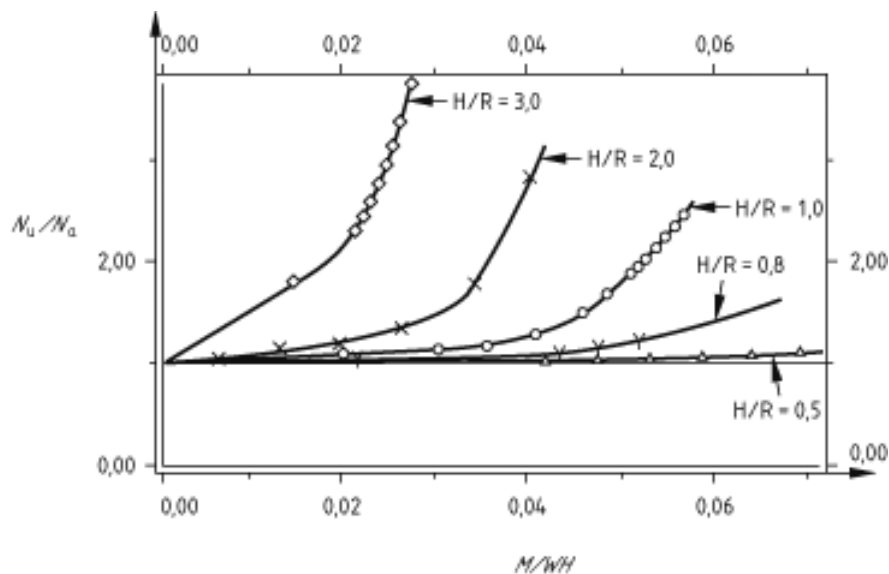


Figura A.11 – Relación entre la máxima fuerza de membrana axial de compresión para depósitos cilíndricos con cubierta fija apoyados sobre el suelo, sin anclar, y la correspondiente a depósitos anclados, en función del momento de vuelco

A.9.3 Levantamiento de la lámina de la pared y longitud levantada de la placa de la base

En la figura A.12 se representa, en función del momento de vuelco M/WH para diferentes valores de H/R , el valor del levantamiento vertical en el borde de la base, w , tal como se ha obtenido mediante un estudio paramétrico con modelos de elementos finitos realizado para depósitos cilíndricos de acero apoyados sobre el suelo no anclados de geometría habitual y con cubierta fija cargada con bastante peso. Los resultados de la figura A.12 infraestimarían el levantamiento en depósitos descubiertos o con cubierta flotante.

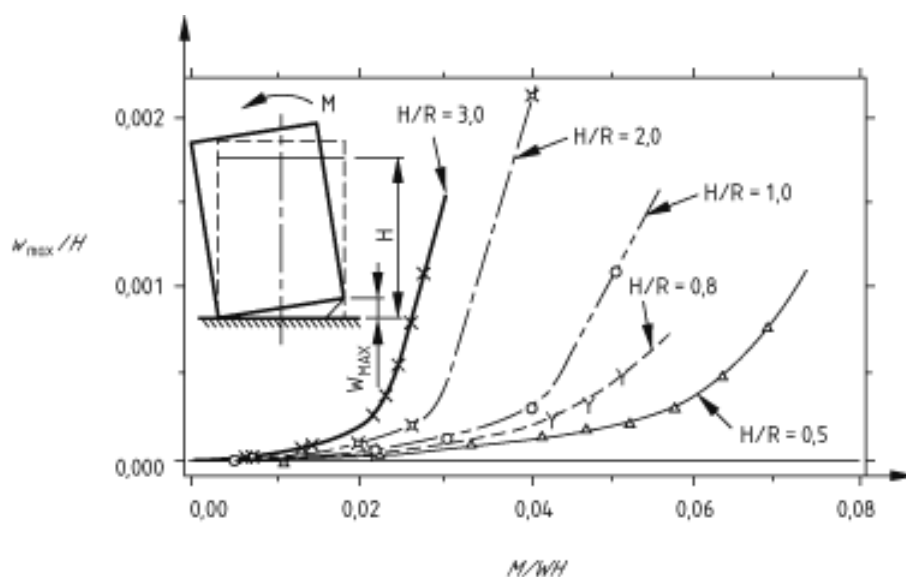


Figura A.12 – Valor máximo del levantamiento de depósitos cilíndricos con cubierta fija apoyados sobre el suelo y no anclados en función del momento de vuelco M/WH

Para evaluar las tensiones radiales de membrana en la placa es necesario conocer la longitud L de la parte levantada del fondo del depósito. En la figura A.13 se indican los resultados obtenidos para los depósitos con cubierta fija. Una vez que se produce el levantamiento, la dependencia de L con respecto al levantamiento vertical w es casi lineal.

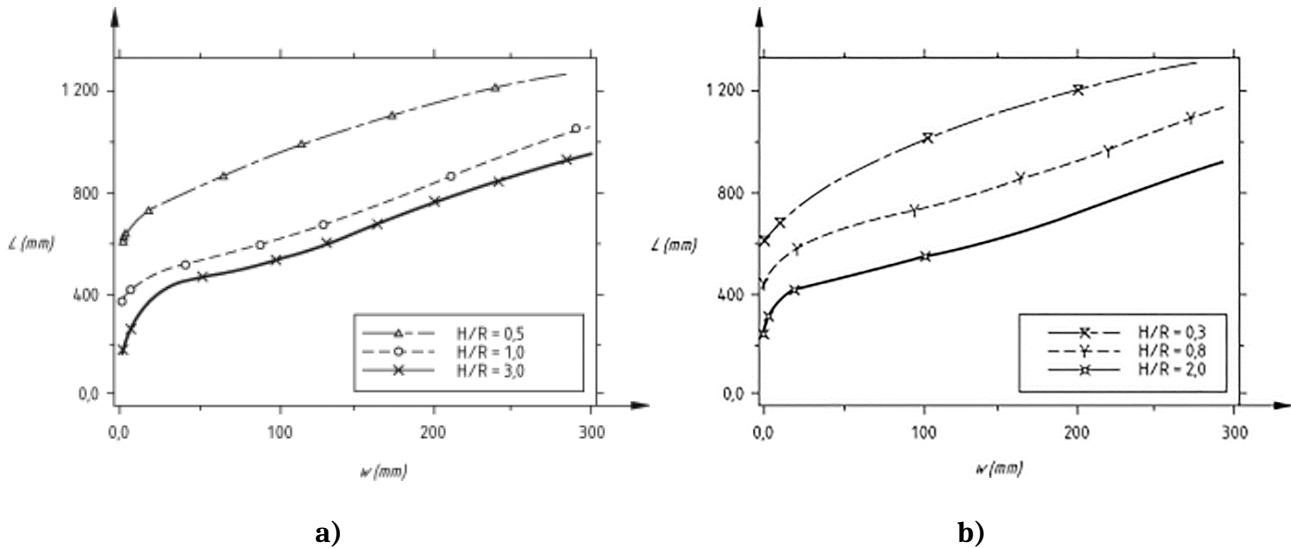


Figura A.13 – Longitud de la parte levantada de la base en depósitos cilíndricos con cubierta fija apoyados sobre el suelo y no anclados, en función del levantamiento vertical en el borde

A.9.4 Tensiones radiales de membrana en la placa de la base

La siguiente expresión permite estimar la tensión de membrana σ_{rb} en la placa de la base debida al levantamiento:

$$\sigma_{rb} = \frac{1}{s} \left(\frac{2}{3} \frac{E}{1-\nu^2} s p^2 R^2 (1-\mu)^2 \right)^{1/3} \quad (\text{A.60})$$

donde

s es el espesor de la placa de la base;

p es la presión en la base;

$\mu = 1 - L/(2R)$, con L = parte levantada de la base.

Cuando tiene lugar un levantamiento significativo en depósitos de gran diámetro, el estado de tensiones en la parte levantada de la placa de la base en el estado límite último está dominado por la flexión de la placa (incluyendo los efectos de la presión que actúa sobre la base del depósito) y no por las tensiones de membrana. En estos casos se debería utilizar el método de elementos finitos para el cálculo del estado de tensiones.

A.9.5 Rotación plástica de la placa de la base

Se recomienda calcular el anillo circular del fondo con un espesor menor que el espesor de la pared, a fin de evitar la plastificación por flexión en la base de la pared.

La rotación de la rótula plástica en la base del depósito debería ser compatible con la ductilidad disponible en flexión. Suponiendo una deformación unitaria máxima admisible del acero de 0,05 y una longitud de la rótula plástica igual a $2s$, la rotación máxima admisible es de 0,20 rad. De acuerdo con la figura A.14 la rotación asociada a un levantamiento en el borde w y a una separación de la base L es:

$$\theta = \left(\frac{2w}{L} - \frac{w}{2R} \right) \quad (\text{A.61})$$

que debería ser menor que la capacidad de rotación estimada en 0,20 rad.

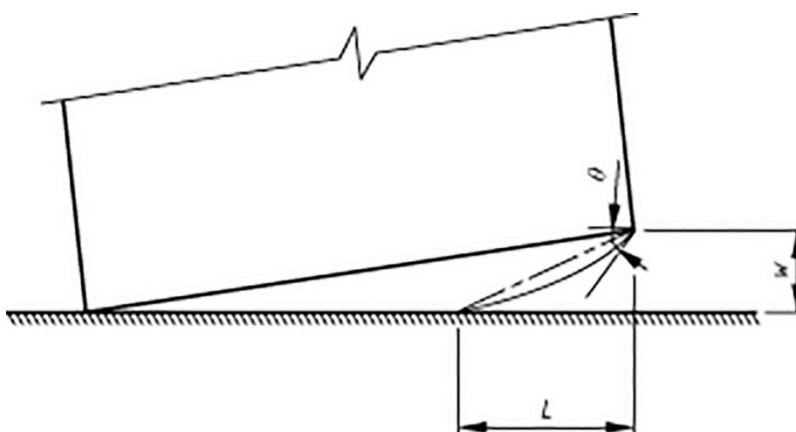


Figura A.14 – Rotación plástica de la placa de la base de un depósito levantado

A.10 Comprobaciones para depósitos de acero

A.10.1 Introducción

Se debería comprobar la integridad de la zona de ángulo entre la placa de la base y la pared de los depósitos, anclados o no anclados, bajo las tensiones y las deformaciones unitarias predichas allí por el cálculo para la situación sísmica de cálculo. Además, se debería comprobar la estabilidad de la pared del depósito cerca de la base y por encima de la base para dos posibles modos de fallos.

A.10.2 Comprobación del pandeo elástico

Este tipo de pandeo se ha observado en las partes de la lámina de la pared en las que el espesor se reduce con respecto al espesor de la base y/o la presión interior (que tiene un efecto estabilizador) se reduce también con respecto al valor máximo alcanzado en la base. Para los depósitos con un espesor de la pared constante o variable, la comprobación del pandeo elástico se debería efectuar en la base, así como en la pared por encima de la base. Debido al efecto estabilizador de la presión interior, la comprobación se debería basar en el valor mínimo posible de la presión interior en la situación

sísmica de cálculo.

La comprobación se puede realizar de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

Como una alternativa, se puede comprobar la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} \leq 0,19 + 0,81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}} \quad (\text{A.62})$$

donde

σ_m es la tensión vertical máxima de membrana.

$$\sigma_{c1} = 0,6 \cdot E \frac{s}{R} \quad (\text{A.63})$$

es la tensión crítica ideal de pandeo para cilindros solicitados en compresión axial, y

$$\sigma_p = \sigma_{c1} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_o}{\sigma_{c1}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq \sigma_{c1} \quad (\text{A.64})$$

donde

$$\bar{p} = \frac{p R}{s \sigma_{c1}} < 5 \quad (\text{A.65})$$

con p representando el valor mínimo posible de la presión interior para la situación sísmica de cálculo,

$$\sigma_o = f_y \left(1 - \frac{\lambda^2}{4} \right) \quad \text{if: } \lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma} \sigma_{c1}} \leq 2 \quad (\text{A.66a})$$

$$\sigma_o = \bar{\sigma} \sigma_{c1} \quad \text{si: } \lambda^2 \geq 2 \quad (\text{A.66b})$$

$$\bar{s} = 1 - 1,24 \left(\frac{d}{s} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1,24 \left(\frac{d}{s} \right)} \right)^{1/2} - 1 \right] \quad (\text{A.67})$$

con

y δ/s designando la relación entre la amplitud máxima de las imperfecciones y el espesor de la pared, que se puede tomar como:

$$\frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}} \quad (\text{A.68})$$

donde

$a = 1$ para construcciones normales;

$a = 1,5$ para construcciones de buena calidad;

$a = 2,5$ para construcciones de muy buena calidad.

A.10.3 Colapso elasto-plástico

Esta forma de pandeo (“pie de elefante”) ocurre normalmente cerca de la base del depósito, y es debida a la combinación de tensiones de compresión verticales y de tensiones de tracción circunferenciales que inducen un estado de tensiones biaxial inelástico. En los depósitos con espesor de pared variable, la comprobación de este modo de pandeo no se debería limitar a la sección próxima a la base del depósito, si no que se debería extender a la sección del fondo de todas las partes de la pared que tengan un espesor constante.

La ecuación empírica desarrollada para comprobar esta forma de inestabilidad es:

$$\sigma_m = \sigma_{cl} \left[1 - \left(\frac{pR}{s f_y} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{1}{1,12 + r^{1,15}} \right) \left[\frac{r + f_y/250}{r + 1} \right] \quad (\text{A.69})$$

donde

$$r = \frac{R/s}{400}$$

f_y es el límite elástico del material de la pared del depósito en MPa; y

p es el valor máximo posible de la presión interior para la situación sísmica de cálculo, en MPa.

Apéndice B

Recomendaciones para tuberías enterradas

B.1 Consideraciones generales de cálculo

- (1) Como regla general, las tuberías deberían descansar en suelos cuya capacidad para permanecer estables bajo la acción sísmica de cálculo haya sido comprobada. Cuando no se pueda satisfacer esta condición, deberían evaluarse de manera explícita la naturaleza y la amplitud de los fenómenos desfavorables y se aplicarán en el proyecto las medidas correctivas adecuadas.
- (2) Vale la pena mencionar dos casos extremos: la licuación del suelo y los movimientos de las fallas, ya que en general requieren unas soluciones de cálculo específicas para cada caso en particular.
- (3) Siempre que en terremotos pasados se ha producido licuación, ésta ha sido una de las principales causas de los daños ocasionados en las tuberías.
- (4) Dependiendo de las circunstancias, la solución puede requerir bien aumentar la profundidad de enterramiento (posiblemente encajando también las tuberías en conductos rígidos mayores) o bien situar la tubería por encima del suelo, apoyándola en pilares con una buena cimentación y situados a intervalos más bien importantes. En este último caso también se deberían considerar juntas flexibles para permitir los desplazamientos relativos entre los apoyos.
- (5) El cálculo para los movimientos de las fallas requiere estimar, y algunas veces postular, un cierto número de parámetros, incluyendo: la localización, el tamaño del área afectada, el tipo y la amplitud del desplazamiento de la falla. Con estos parámetros, la forma más sencilla de modelar el fenómeno es considerar un desplazamiento rígido entre las masas de suelo que estén en contacto en la falla.
- (6) El criterio general para minimizar el efecto de un desplazamiento impuesto es el de introducir un máximo de flexibilidad en el sistema sometido al desplazamiento.
- (7) En el caso considerado, esto se puede realizar:
 - reduciendo la profundidad de enterramiento, para reducir la coacción ejercida por el suelo;
 - disponiendo un gran foso para las tuberías, que se rellena con un material blando;
 - instalando la tubería por encima del terreno e introduciendo elementos de tuberías flexibles y extensibles.

B.2 Acciones sísmicas en tuberías enterradas

- (1) El movimiento que se propaga por debajo de la superficie del suelo está constituido por una combinación de ondas internas (de compresión, de cortante) y superficiales (Rayleigh, Love, etc.). La

combinación real de estas ondas depende particularmente de la profundidad focal y de la distancia entre el foco y el emplazamiento.

(2) Los distintos tipos de ondas tienen diferentes velocidades de propagación y diferentes movimientos de las partículas (es decir, paralelo a la dirección de propagación de las ondas, ortogonal a ella, elíptico, etc.). A pesar de que los estudios geofísicos y sismológicos pueden proporcionar algunos datos, en general no pueden predecir la forma real de las ondas, por lo que tienen que plantearse hipótesis conservadoras.

(3) Una hipótesis frecuente es considerar sucesivamente que la forma de onda está constituida enteramente por un único tipo de ondas, el más desfavorable para cada efecto particular sobre la tubería.

(4) En este caso es fácil construir los trenes de ondas basándose en el contenido frecuencial del espectro de respuesta elástica apropiado para el emplazamiento, atribuyendo a cada componente de la frecuencia un valor estimado de la velocidad de propagación.

(5) Argumentos teóricos y numerosas simulaciones numéricas indican que las fuerzas de inercia debidas a la interacción entre la tubería y el suelo son mucho menores que las fuerzas inducidas por la deformación del suelo. Este hecho permite reducir el problema de la interacción suelo-tubería a un problema estático, es decir, a un problema en el que la tubería se deforma por el paso de una onda de desplazamiento, sin considerar los efectos dinámicos.

(6) En consecuencia, las fuerzas que actúan sobre la tubería se pueden obtener por un análisis en el dominio del tiempo, en el cual el tiempo es un parámetro cuya función es la de desplazar la onda a lo largo o a través de la estructura, estando esta última conectada al suelo por muelles radiales y longitudinales.

(7) A menudo se utiliza un método mucho más sencillo, debido a Newmark, cuya precisión se ha demostrado resulta comparable a la del procedimiento más riguroso descrito anteriormente y que ofrece, en todos los casos, una estimación límite superior para las deformaciones unitarias en la tubería, pues la supone lo suficientemente flexible como para seguir, sin deslizamiento ni interacción, la deformación del suelo.

(8) De acuerdo con este método el movimiento del suelo se representa por una sola onda sinusoidal:

$$u(x, t) = d \operatorname{sen} \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{B.1})$$

donde d es la amplitud total del desplazamiento y c es la velocidad aparente de la onda.

(9) Se supone que el movimiento de la partícula se produce alternativamente a lo largo de la dirección de propagación (ondas de compresión) y en la dirección normal a ella (ondas de cortante). Por simplicidad, y a fin de tomar el caso más desfavorable, se adopta el eje de la canalización coincidente con la dirección de propagación.

(10) El movimiento longitudinal de las partículas produce en el suelo y en la tubería deformaciones unitarias dadas por la expresión:

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{\omega d}{c} \cos \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{B.2})$$

cuyo valor máximo es:

$$\varepsilon_{\text{máx.}} = \frac{v}{c} \quad (\text{B.3})$$

donde

$v = \omega d$, la velocidad máxima del suelo.

(11) El movimiento transversal de las partículas produce en el suelo y en la tubería una curvatura χ que viene dada por la expresión:

$$\chi = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = -\frac{\omega^2 d}{c^2} \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{B.4})$$

cuyo valor máximo es:

$$\chi_{\text{max}} = \frac{a}{c^2} \quad (\text{B.5})$$

donde

$a = \omega^2 d$, la aceleración máxima del suelo.

(12) Para que se satisfaga la condición de adherencia perfecta entre la tubería y el suelo, la fuerza de rozamiento disponible por unidad de longitud debería equilibrar la variación de la fuerza longitudinal, lo que conduce a:

$$\tau_{av} = s E \frac{a}{c^2} \quad (\text{B.6})$$

donde

E módulo de elasticidad de la tubería;

s espesor de la tubería; y

τ_{av} tensión de cortante media entre la tubería y el suelo, que depende del coeficiente de rozamiento entre el suelo y la tubería y de la profundidad de enterramiento.

ANEJO 5.

Proyecto de estructuras sismorresistentes

Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos

1 Generalidades

1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) El campo de aplicación de la Norma Sismorresistente se define en el apartado 1.1.1 del Anejo 1. En este Anejo se establecen los requisitos, criterios y reglas para el emplazamiento y para el terreno de la cimentación de las estructuras sismorresistentes. Cubre el proyecto y cálculo de diferentes sistemas de cimentación, el diseño de estructuras de contención de tierras y la interacción suelo-estructura bajo acciones sísmicas.

Los requerimientos contenidos en este Anejo se consideran complementarios a la reglamentación y normativa específicas que resulten de aplicación en el proyecto geotécnico en ausencia de cargas sísmicas.

(2) Las especificaciones contenidas en esta Norma Sismorresistente son aplicables a edificios (Anejo 1), puentes (Anejo 2), torres, mástiles y chimeneas (Anejo 6) y silos, depósitos y tuberías (Anejo 4). Las partes de la Norma Sismorresistente se relacionan en el apartado 1.1.3 del Anejo 1.

(3) Los requisitos especiales para el proyecto de la cimentación de ciertos tipos de estructuras se deben buscar, cuando sea necesario, en los Anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente.

(4) El apéndice B de este Anejo proporciona gráficos empíricos para la evaluación del potencial de licuación, mientras que el apéndice E suministra un procedimiento simplificado para el análisis sísmico de estructuras de contención de tierras.

NOTA 1 El apéndice A contiene información sobre los coeficientes de amplificación topográfica.

NOTA 2 El apéndice C contiene información sobre las rigideces estáticas de pilotes.

NOTA 3 El apéndice D contiene información sobre la interacción dinámica suelo-estructura.

NOTA 4 El apéndice F contiene información sobre la capacidad portante de cimentaciones superficiales sometidas a cargas sísmicas.

NOTA 5 Los apéndices A, C, D y F de este Anejo no tienen carácter reglamentario.

1.2 Normas para referencia y consulta

(1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.2** del Anejo 1.

1.3 Hipótesis

(1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.3** del Anejo 1.

1.4 Unidades del sistema internacional (S.I.)

- (1) Se aplica lo especificado en el apartado 1.4 del Anejo 1.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Términos comunes

- (1) Se aplican los términos y definiciones del apartado 1.4 del Anejo 18 del Código Estructural.

1.5.2 Otros términos utilizados en este Anejo

- (1) Los términos geotécnicos específicamente relacionados con los terremotos (como licuación) se dan en el texto.
- (2) Se aplican los términos definidos en el apartado 1.5.2 del Anejo 1.

1.6 Símbolos

Para los fines de este Anejo se utilizan los símbolos siguientes. Todos los símbolos empleados en este Anejo se definen en el texto cuando aparecen por primera vez para facilitar su uso. A continuación, se da una lista de los símbolos utilizados. Algunos símbolos que se utilizan sólo en los apéndices se definen en los mismos.

E_d	Valor de cálculo del efecto de las acciones
E_{pd}	Resistencia lateral de una zapata debida al empuje pasivo de tierras
ER	Cociente de energías medido en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT)
F_H	Valor de cálculo de la fuerza de inercia sísmica horizontal
F_V	Valor de cálculo de la fuerza de inercia sísmica vertical
F_{Rd}	Valor de cálculo de la fuerza de rozamiento entre la base horizontal de la zapata y el terreno
G	Módulo de elasticidad transversal
$G_{m\acute{a}x.}$	Módulo de elasticidad transversal para pequeñas deformaciones
L_e	Distancia de los anclajes al muro en condiciones dinámicas
L_s	Distancia de los anclajes al muro en condiciones estáticas
M_{Ed}	Momento de cálculo
$N_1(60)$	Valor de penetración estándar normalizado por los efectos de presión total de tierras y cociente de energías
N_{Ed}	Fuerza axil de cálculo sobre el plano horizontal
N_{SPT}	Número de golpes medido en el Ensayo de Penetración Estándar
PI	Índice de plasticidad del suelo

R_d	Resistencia de cálculo del suelo
S	Coefficiente de suelo definido en el Anejo 1, apartado 3.2.2.2
S_T	Coefficiente de amplificación topográfica
V_{Ed}	Fuerza tangencial horizontal de cálculo
W	Peso de la masa deslizante
a_g	Valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A ($a_g = \gamma_I a_{gR}$)
a_{gR}	Aceleración máxima de referencia en un terreno tipo A
a_{vg}	Valor de cálculo de la aceleración del suelo en la dirección vertical
c'	Cohesión del suelo en tensiones efectivas
c_u	Resistencia a esfuerzo cortante del suelo en el ensayo sin drenaje
d	Diámetro de pilote
d_r	Desplazamiento de los muros de contención
g	Aceleración de la gravedad
k_h	Coefficiente sísmico horizontal
k_v	Coefficiente sísmico vertical
q_u	Resistencia a compresión sin confinamiento
r	Coefficiente para el cálculo del coeficiente sísmico horizontal (tabla 7.1)
v_s	Velocidad de propagación de las ondas de corte
$v_{s,m\acute{a}x.}$	Valor medio de la velocidad de propagación de las ondas de corte para pequeñas deformaciones ($< 10^{-5}$)
α	Cociente entre el valor de cálculo de la aceleración en un terreno tipo A, a_g , y la aceleración de la gravedad, g
γ	Peso específico del suelo
γ_d	Peso específico del suelo seco
γ_I	Factor de importancia
γ_M	Coefficiente parcial de seguridad para las propiedades del material
γ_{Rd}	Coefficiente parcial del modelo
γ_w	Peso específico del agua
δ	Ángulo de rozamiento entre el terreno y la zapata o muro de contención
ϕ'	Ángulo de rozamiento interno efectivo
ρ	Densidad
σ_{vo}	Presión total de tierras (tensión vertical total)

σ'_{vo}	Presión efectiva de tierras (tensión vertical efectiva)
$\tau_{cy,u}$	Resistencia a esfuerzo cortante cíclico del suelo sin drenaje
τ_e	Tensión tangencial inducida por el sismo

2 Acción sísmica

2.1 Definición de la acción sísmica

- (1) La acción sísmica debe ser coherente con los conceptos fundamentales y las definiciones dadas en el apartado **3.2** del Anejo 1, teniendo en cuenta las disposiciones dadas en el apartado **4.2.2**.
- (2) Las combinaciones de la acción sísmica con otras acciones deben realizarse según los apartados **6.4.3.4** del Anejo 18 del Código Estructural y **3.2.4** del Anejo 1.
- (3) En este Anejo se introducen, cuando procede, simplificaciones en la elección de la acción sísmica.

2.2 Representación temporal

- (1) Si se realiza el análisis en el dominio del tiempo, pueden usarse tanto acelerogramas artificiales como movimientos reales registrados. Sus valores máximos y su contenido frecuencial deben ser conformes a lo especificado en el apartado **3.2.3.1** del Anejo 1.
- (2) En las verificaciones de la estabilidad dinámica que incluyan cálculos de deformaciones permanentes del terreno, la excitación deberá definirse preferentemente mediante acelerogramas de terremotos reales registrados en suelos, ya que éstos poseen un contenido realista de bajas frecuencias y una adecuada correlación de tiempos entre las componentes horizontales y la componente vertical del movimiento. La duración de la fase de movimiento fuerte deberá seleccionarse de forma coherente con el apartado **3.2.3.1** del Anejo 1.

3 Propiedades del terreno

3.1 Parámetros de resistencia

- (1) Generalmente se pueden utilizar los parámetros de resistencia del suelo bajo condiciones estáticas sin drenaje. Para materiales cohesivos el parámetro de resistencia más adecuado es la resistencia a esfuerzo cortante sin drenaje c_u -ajustada por la velocidad (rápida) de aplicación de la carga y los efectos de degradación cíclica del suelo bajo carga sísmica- cuando tal ajuste sea necesario y se justifique mediante la correspondiente evidencia experimental. Para suelos no cohesivos el parámetro de resistencia más adecuado es la resistencia a esfuerzo cortante cíclico sin drenaje, $\tau_{cy,u}$, que deberá tener en cuenta el posible crecimiento de la presión intersticial dinámica en el proceso de carga.
- (2) Como alternativa, pueden usarse los valores de los parámetros de resistencia efectivos con una presión intersticial igual a la generada durante el proceso cíclico de carga. Para rocas puede usarse la resistencia a compresión no confinada, q_u .
- (3) Los coeficientes parciales de seguridad (γ_M) para los parámetros del terreno $\tan \phi'$, c' , c_u , $\tau_{cy,u}$, y q_u , (denotados respectivamente por: $\gamma_{\phi'}$, $\gamma_{c'}$, γ_{cu} , $\gamma_{\tau_{cy}}$ y γ_{qu}) se adoptarán de acuerdo con lo especificado en las tablas 3.1 y 3.2 siguientes.

NOTA En el ámbito de la edificación, en zonas clasificadas de sismicidad baja y muy baja, se aplicará el enfoque de seguridad del Código Técnico de la Edificación, considerando los valores de los coeficientes parciales dados en el Documento Básico de Seguridad Estructural Cimientos (DB-SE-C). En el ámbito de la edificación, en las zonas distintas a las clasificadas de sismicidad baja y muy baja, habrá de realizarse la verificación empleando los diferentes valores o enfoques prescritos: tanto en el Código Técnico de la Edificación, como en este apartado, con sus correspondientes coeficientes.

Tabla 3.1 – Coeficientes parciales γ_M aplicables a los parámetros geotécnicos en la verificación de los estados límite últimos de tipo estructural (STR) y geotécnico (GEO) (conjunto M1), excepto en la verificación de la estabilidad de taludes y la estabilidad global⁽¹⁾

Parámetro del suelo	Símbolo	Valor
Ángulo de rozamiento interno en presiones efectivas ϕ' (este coeficiente se aplica a $\tan \phi'$)	$\gamma_{\phi'}$	1,0
Cohesión efectiva (c')	$\gamma_{c'}$	1,0
Resistencia al corte no drenada (c_u)	γ_{c_u}	1,0
Resistencia cíclica al corte no drenada ($\tau_{cy,u}$)	$\gamma_{\tau_{cy}}$	1,0
Resistencia a compresión simple (q_u)	γ_{q_u}	1,0

(1) Estos coeficientes se aplican en las comprobaciones geotécnicas a realizar con el Enfoque de Proyecto 2 (según se define en el apartado 2.4.7 de UNE-EN 1997-1).

Tabla 3.2 – Coeficientes parciales γ_M aplicables a los parámetros geotécnicos en la verificación de la estabilidad de taludes y la estabilidad global (conjunto M2)⁽¹⁾

Estado límite	Actuación	Situación de proyecto	$\gamma_M^{(2)}$				
			$\tan \phi'$	c'	c_u	$\tau_{cy,u}$	q_u
Estabilidad de taludes	a) Taludes de desmonte de nueva ejecución (sin estructura de coronación o talud)	Accidental con sismo	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
	b) Rellenos compactados (tipo terraplén, pedraplén y todo-uno)						
	c) Infraestructuras hidráulicas de menor importancia (pequeñas presas y balsas clasificadas como C ante el riesgo potencial de rotura)						
Estabilidad global de estructuras	Estructuras en obras viarias		1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
	Estructuras en obras marítimas o portuarias		1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
	Estructuras de edificación		1,2	1,2	1,2	1,2	1,2

(1) Estos coeficientes se aplican a las comprobaciones geotécnicas a realizar con el Enfoque de Proyecto 3 (según se define en el apartado 2.4.7 de UNE-EN 1997-1).

(2) Los valores de los coeficientes parciales γ_M correspondientes a $\tan \phi'$, c' , c_u , $\tau_{cy,u}$ y q_u podrán reducirse hasta un 7% cuando las repercusiones sociales, ambientales y económicas de la rotura sean reducidas.

3.2 Parámetros de rigidez y amortiguamiento

(1) Debido a su influencia en las acciones sísmicas de cálculo, el principal parámetro de rigidez del terreno bajo cargas sísmicas es el módulo de elasticidad transversal G , dado por:

$$G = \rho v_s^2 \quad (3.1)$$

donde ρ es la densidad del suelo y v_s es la velocidad de propagación de las ondas de corte en el terreno.

(2) Los criterios para la determinación de v_s , incluyendo su dependencia del nivel de deformación del terreno, se dan en los apartados **4.2.2** y **4.2.3**.

(3) El amortiguamiento deberá considerarse como una propiedad adicional del terreno en aquellos casos en los que se tengan en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura especificados en el capítulo 6.

(4) Se deberán considerar por separado el amortiguamiento interno, causado por el comportamiento inelástico del suelo bajo cargas cíclicas, y el amortiguamiento geométrico, causado por la propagación de las ondas sísmicas más allá de la cimentación.

4 Requisitos del emplazamiento y del terreno de cimentación

4.1 Emplazamiento

4.1.1 Criterios generales

(1) Debe realizarse una evaluación del emplazamiento elegido para la construcción que asegure que el terreno de cimentación es el adecuado para minimizar los peligros de rotura, de inestabilidad de taludes, de licuación y de susceptibilidad a una densificación elevada en el caso en que se produzca un terremoto.

(2) La posibilidad de que se produzcan estos fenómenos adversos se debe investigar según se especifica en los siguientes apartados.

4.1.2 Proximidad a fallas sísmicamente activas

(1) Las edificaciones de las clases II, III y IV, definidas en el apartado **4.2.5** del Anejo 1, no deben construirse en las proximidades de fallas tectónicas clasificadas como sísmicamente activas de acuerdo con el estado del conocimiento existente. Se considerará a estos efectos que una falla está próxima a la edificación proyectada si, en caso de terremoto asociado a ella, la rotura de la falla y/o la deformación permanente del terreno en torno a ella pueden afectar a la construcción. Se deberá considerar una distancia adicional, como margen de seguridad, a fin de tener en cuenta la incertidumbre en la cartografía de la falla, a la escala cartográfica empleada.

(2) La ausencia de movimientos en el Pleistoceno Superior (últimos 129.000 años) puede usarse como criterio para identificar fallas no activas para la mayor parte de las estructuras que no sean críticas para la seguridad pública.

NOTA Una falla puede ser clasificada como sísmicamente activa por una administración pública competente que informe de la existencia de investigaciones específicas contrastadas sobre la actividad de esta falla. La ausencia de este informe de una administración pública competente no puede entenderse como indicativa de que la falla no es sísmicamente activa.

(3) Se deben realizar estudios geológicos especiales para los planes de urbanización y para estructuras importantes que se construyan cerca de fallas potencialmente activas, con el fin de determinar la

peligrosidad en términos de rotura del terreno y de magnitud del movimiento sísmico.

4.1.3 Estabilidad de taludes

4.1.3.1 Requisitos generales

- (1) Se debe comprobar la estabilidad del terreno para aquellas estructuras que vayan a construirse sobre o cerca de taludes naturales o artificiales, con el fin de asegurar que se preserven la seguridad y/o las condiciones de servicio de estructuras sometidas al terremoto de cálculo.
- (2) Bajo condiciones de carga sísmica, el estado límite para los taludes corresponde a la aparición de desplazamientos inaceptablemente grandes de la masa de suelo a profundidades que puedan afectar el comportamiento mecánico y funcional de las estructuras.
- (3) La comprobación de la estabilidad puede omitirse para edificios de clase de importancia I si se sabe, por estudios comparativos o experiencia contrastada, que el suelo en el emplazamiento elegido es estable.

4.1.3.2 Acción sísmica

- (1) La acción sísmica de cálculo que se emplee para comprobar la estabilidad debe estar de acuerdo con las definiciones dadas en el apartado 2.1.
- (2) En el caso de comprobación de la estabilidad de estructuras con un factor de importancia γ_I mayor de 1,0, situadas cerca de o sobre taludes, la acción sísmica de cálculo debe mayorarse mediante un coeficiente de amplificación topográfica.

NOTA En el apéndice A se dan pautas para la determinación del coeficiente de amplificación topográfica.

- (3) La definición de la acción sísmica puede simplificarse como se especifica en el apartado 4.1.3.3.

4.1.3.3 Métodos de análisis

- (1) La respuesta de los taludes del suelo al terremoto de cálculo debe determinarse mediante métodos reconocidos de análisis dinámico, tales como los modelos de elementos finitos o de bloques rígidos, o mediante métodos pseudo-estáticos simplificados sujetos a las limitaciones que se exponen en los puntos (3) y (8) de este apartado.
- (2) Al modelizar el comportamiento mecánico del suelo se debe tener en cuenta la degradación del material al aumentar el nivel de deformación y los posibles efectos del incremento de la presión de agua en los poros bajo carga dinámica.
- (3) La comprobación de la estabilidad puede llevarse a cabo mediante métodos pseudo-estáticos simplificados en aquellos casos en los que la topografía de la superficie del terreno y la estratigrafía de éste no presenten irregularidades muy acusadas.
- (4) Los métodos pseudo-estáticos de análisis de la estabilidad introducen fuerzas de inercia (horizontales y verticales) aplicadas a la masa de suelo y a cualquier carga gravitatoria que actúe en la parte superior del talud.
- (5) Las fuerzas de inercia sísmicas, F_H y F_V que actúan sobre la masa del terreno, en las direcciones horizontal y vertical respectivamente, deben tomarse en el análisis pseudo-estático como:

$$F_H = 0,5 \alpha \cdot S \cdot W \quad (4.1)$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H \quad \text{si } a_{vg} / a_g \text{ es mayor de } 0,6 \quad (4.2)$$

$$F_V = \pm 0,33 F_H \quad \text{si } a_{vg} / a_g \text{ no es mayor de } 0,6 \quad (4.3)$$

donde

- α el cociente entre el valor de cálculo de la aceleración para un terreno tipo A, a_g , y la aceleración de la gravedad, g .
- a_{vg} el valor de cálculo de la aceleración en la dirección vertical.
- a_g el valor de cálculo de la aceleración para un terreno tipo A.
- S el coeficiente de suelo, dado en el apartado **3.2.2.2** del Anejo 1.
- W el peso de la masa deslizante.

Se debe aplicar a a_g un coeficiente de amplificación topográfica de acuerdo con el punto **(2)** del apartado **4.1.3.2**.

- (6) Debe asimismo comprobarse la condición de estado límite para la superficie de deslizamiento potencial (la menos segura).
- (7) La condición de estado límite de servicio puede comprobarse calculando el desplazamiento permanente de la masa deslizante mediante un modelo dinámico simplificado consistente en un bloque rígido que desliza con rozamiento sobre el talud. En este modelo, la acción sísmica deberá consistir en un acelerograma de acuerdo con el apartado **2.2**, y basarse en el valor de cálculo de la aceleración no reducida.
- (8) Los métodos simplificados, tales como los métodos pseudo-estáticos mencionados en los puntos (3) a (6) de este apartado, no deben utilizarse en el caso de suelos capaces de desarrollar altas presiones intersticiales o de sufrir una importante degradación en su rigidez bajo carga cíclica.
- (9) El incremento de la presión de agua en los poros se deberá evaluar mediante ensayos apropiados. En el caso de que no se disponga de dichos ensayos, y en los estudios preliminares, puede estimarse a partir de correlaciones empíricas.

4.1.3.4 Comprobación de la seguridad mediante el método pseudo-estático

- (1) En el caso de suelos saturados en zonas con $\alpha \cdot S > 0,15$ se debe considerar la posible degradación de su resistencia y el incremento de la presión de agua en los poros debido a la carga sísmica, de acuerdo con las limitaciones expuestas en el punto **(8)** del apartado **4.1.3.3**.
- (2) En el estudio de zonas con deslizamientos frecuentes cuya posibilidad de que se reactiven bajo el efecto de los terremotos sea alta, deberán utilizarse valores de los parámetros resistentes del terreno asociados a grandes deformaciones. En el caso de materiales sin cohesión susceptibles de sufrir

incrementos cíclicos de la presión de agua en los poros dentro de los límites establecidos en el apartado **4.1.3.3**, este último efecto puede tenerse en cuenta disminuyendo la fuerza de rozamiento resistente mediante un parámetro apropiado de presión intersticial, proporcional al incremento máximo de la presión de agua en los poros. Dicho incremento puede estimarse como se indica en el punto **(9)** del apartado **4.1.3.3**.

(3) No es necesario aplicar una reducción de la resistencia tangencial en el caso de los suelos sin cohesión muy dilatantes, como sucede con las arenas densas.

(4) La comprobación de la seguridad de los taludes de suelos deberá realizarse de acuerdo con los principios establecidos en la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

4.1.4 Suelos potencialmente licuables

(1) La disminución de resistencia y/o rigidez causada por el incremento de la presión de agua en los poros que se produce en terrenos sin cohesión sometidos a un movimiento sísmico, dando lugar a deformaciones permanentes importantes e incluso a una condición de tensiones efectivas casi nulas en el suelo, se denominará en lo sucesivo licuación.

(2) Se debe evaluar la susceptibilidad a la licuación cuando el terreno de la cimentación esté formado por capas extendidas o potentes lentejones de arena suelta, situados bajo el nivel freático tanto si presentan finos -limos o arcillas- como si no, y cuando dicho nivel esté próximo a la superficie del terreno. Esta evaluación se debe realizar para las condiciones de campo libre en el emplazamiento (posición de la superficie del terreno, posición del nivel freático) que vayan a predominar durante la vida de la estructura.

(3) Las investigaciones del terreno requeridas para dicha evaluación deben incluir, como mínimo, la realización de Ensayos de Penetración Estándar (SPT), de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 22476-3, o Ensayos de Penetración Estática con el Cono Mecánico (CPT), conforma a la norma UNE-EN ISO 22476-12, así como la determinación de las curvas granulométricas en el laboratorio, según la norma UNE-EN ISO 17892-4.

(4) En el caso del ensayo SPT, los valores medidos del índice de penetración N_{SPT} , expresados en golpes/30 cm, se deben normalizar para una presión efectiva del terreno de 100 kPa, así como para una energía de impacto que sea el 0,6 de la energía teórica de caída libre. Para profundidades menores de 3 m, los valores medidos del ensayo SPT deberán reducirse un 25%.

(5) La normalización respecto a los efectos de la sobrecarga de tierras puede realizarse multiplicando el valor medido de N_{SPT} por el coeficiente $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$, donde σ'_{vo} (kPa) es la presión efectiva que actúa a la profundidad a la que se haya realizado el ensayo SPT, en el momento de su ejecución. El coeficiente de normalización $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ no deberá ser menor de 0,5 ni mayor de 2.

(6) La normalización de la energía de impacto requiere multiplicar el valor del índice de penetración obtenido en el punto **(5)** anterior por el coeficiente $ER/60$, donde ER es cien veces el cociente de energía específico para el equipo de ensayo.

(7) Para edificaciones con cimentación poco profunda, la evaluación de la susceptibilidad a la licuación puede omitirse cuando la capa de suelo arenoso saturado se encuentre a una profundidad mayor de 15 m medida desde la superficie del terreno.

(8) Se permite no tener en cuenta el peligro de licuación cuando $\alpha \cdot S < 0,15$ y se cumpla, al menos, una de las condiciones siguientes:

- la arena tiene un contenido en arcillas mayor del 20% con un índice de plasticidad $IP > 10$; de acuerdo con UNE-EN ISO 17892-12.
- la arena tiene un contenido de limo mayor que el 35% y, al mismo tiempo, el número de golpes SPT (normalizado para los efectos de la presión total de tierras y para el cociente de energía), $N_1(60)$, es mayor que 20;
- la arena es limpia, con un número de golpes SPT (normalizado para los efectos de presión total de tierras y para el cociente de energía), $N_1(60)$, mayor que 30.

(9) Cuando no se cumpla ninguna de las condiciones anteriores, el peligro de licuación se debe evaluar como mínimo mediante los métodos usuales en ingeniería geotécnica, basados en correlaciones entre las mediciones *in situ* y las tensiones tangenciales cíclicas críticas que han causado licuación en terremotos anteriores.

(10) En el apéndice B se dan gráficos, obtenidos empíricamente, que muestran estas correlaciones para diferentes tipos de mediciones *in situ*. En estos gráficos puede estimarse la tensión tangencial sísmica, τ_e , a partir de la expresión simplificada siguiente:

$$\tau_e = 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{vo} \quad (4.4)$$

donde σ_{vo} es la presión vertical total ejercida por el terreno y el resto de variables son las mismas que las de las expresiones (4.1) a (4.3). Esta fórmula no puede usarse para profundidades superiores a 20 m.

(11) Si se emplean correlaciones con medidas *in situ*, se debe considerar que un terreno con superficie horizontal es susceptible a licuación si la tensión tangencial inducida por el terremoto supera una cierta fracción λ de la tensión crítica que se sabe ha causado licuación en terremotos anteriores. Se adoptará el valor $\lambda = 0,8$, lo que supone un coeficiente parcial de seguridad de 1,25.

(12) Si se concluye que el suelo es susceptible de licuar y sus efectos son capaces de afectar a la capacidad portante o a la estabilidad de las cimentaciones, deben adoptarse medidas para conseguir que la seguridad de la cimentación sea la adecuada, ya sea mediante métodos de mejora del terreno o mediante pilotajes (para transmitir la carga a estratos de suelo no licuables).

(13) La mejora del terreno para evitar la licuación deberá consistir bien en la compactación del suelo, para incrementar su resistencia a la penetración por encima de valores críticos, o bien en la utilización de drenaje, para reducir el exceso de presión intersticial generado por el movimiento del terreno.

NOTA La posibilidad de compactación del terreno depende principalmente de su contenido en finos y la profundidad.

(14) El empleo exclusivo de pilotes se deberá considerar con prudencia, debido a las fuerzas importantes que se inducen en los pilotes al perder el suelo su capacidad portante en las capas licuables, así como por las inevitables incertidumbres asociadas a la localización y espesor de dichas capas.

4.1.5 Asientos excesivos de suelos bajo cargas cíclicas

(1) Se debe tener en cuenta la susceptibilidad del terreno de cimentación a la densificación y a sufrir asientos excesivos causados por las tensiones cíclicas inducidas por los terremotos, cuando existan capas extendidas o potentes lentejones de materiales sueltos, sin cohesión, no saturados y a poca profundidad.

- (2) Se pueden producir también asientos excesivos en arcillas muy blandas debidos a la degradación cíclica de su resistencia a cortante al ser sometidas a movimientos sísmicos del terreno de larga duración.
- (3) La densificación y el asiento potencial de los suelos anteriores deberán evaluarse mediante los métodos tradicionales de ingeniería geotécnica recurriendo, cuando sea necesario, a la realización de ensayos estáticos y dinámicos de laboratorio apropiados con muestras representativas de los materiales investigados.
- (4) Si los asientos causados por densificación o degradación cíclica pudieran llegar a afectar a la estabilidad de las cimentaciones, se deberá considerar la aplicación de métodos apropiados de mejora del terreno.

4.2 Prospección y estudios del terreno

4.2.1 Criterios generales

- (1) La prospección y el estudio del terreno de cimentación en zonas sísmicas deben seguir los mismos criterios adoptados para zonas no sísmicas, complementándose, como mínimo, con las prospecciones y estudios específicos necesarios para el cumplimiento de esta Norma Sismorresistente.
- (2) Excepto para edificaciones de clase de importancia I, se deberán incluir en la exploración del terreno, siempre que sea factible, ensayos de penetración estática (CPT), a ser posible con medida de presiones intersticiales, ya que proporcionan un registro continuo de las características mecánicas del suelo en función de la profundidad.
- (3) En los casos indicados en los apartados **4.1** y **4.2.2**, pueden requerirse investigaciones y exploraciones específicas del terreno, orientadas hacia la definición de sus propiedades dinámicas.

4.2.2 Determinación del tipo de terreno para la definición de las acciones sísmicas

- (1) Se deben recopilar los suficientes datos geológicos y geotécnicos del emplazamiento de las obras para poder determinar un tipo medio de terreno y/o el espectro de respuesta asociado al mismo, tal como se define en los apartados **3.1** y **3.2** del Anejo 1.
- (2) Con este fin se recomienda incorporar datos de otras zonas próximas de características geológicas similares a los datos recogidos *in situ*.
- (3) Se deberán tener en cuenta los mapas y criterios de microzonación sísmica existentes, siempre que cumplan con lo dispuesto en el punto **(1)** y que estén corroborados por investigaciones del terreno realizadas en el emplazamiento de las obras.
- (4) En terrenos estables, se debe considerar al perfil de velocidades de propagación de las ondas de corte en el terreno, v_s , como el indicador más fiable en que basar la determinación de las características de la acción sísmica que dependan del tipo de emplazamiento.
- (5) En regiones de alta sismicidad, especialmente en terrenos de tipo D, S_1 , o S_2 (véase el apartado 3.1.2 del Anejo 1), deberá obtenerse *in situ* el perfil de v_s mediante la aplicación de métodos geofísicos en el interior de los sondeos.
- (6) En cualquier otro caso, cuando se deban determinar los periodos naturales de vibración del terreno,

el perfil v_s puede estimarse mediante correlaciones empíricas con la resistencia a la penetración *in situ* u otras propiedades geotécnicas (teniendo en cuenta la dispersión de dichas correlaciones), o bien determinarse mediante mediciones instrumentales *in situ*.

(7) Se deberá medir el amortiguamiento interno del terreno mediante ensayos de laboratorio o de campo apropiados. A falta de medidas directas, si el producto $a_g \cdot S$ es menor de 0,1 *g* (es decir menor de 0,98 m/s²), se deberá usar un coeficiente de amortiguamiento de 0,03. Los suelos cementados y las rocas blandas pueden requerir una consideración especial.

4.2.3 Variación de la rigidez y del amortiguamiento del suelo en función del nivel de deformación

(1) En todos los cálculos que incluyan las propiedades dinámicas del terreno en condiciones estables se debe tener en cuenta la diferencia entre los valores de v_s para pequeñas deformaciones (como son los valores medidos en ensayos *in situ*), y los valores de v_s compatibles con los niveles de deformación inducidos por el terremoto de cálculo.

(2) En el caso de condiciones locales del terreno de tipos C o D, con un nivel freático somero y en ausencia de materiales con índice de plasticidad $IP > 40$, se pueden usar los coeficientes de reducción de v_s dados en la tabla 4.1 a falta de datos específicos. Para terrenos más rígidos y con un nivel freático más profundo la magnitud de la reducción deberá ser proporcionalmente menor (y el rango de variación deberá reducirse).

(3) En ausencia de mediciones específicas, si el producto $a_g \cdot S$ es mayor o igual que 0,1 *g* (es decir, mayor o igual que 0,98 m/s²) deberán usarse los coeficientes de amortiguamiento interno del terreno dados en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 - Coeficientes medios de amortiguamiento del terreno y coeficientes medios de reducción ($\pm$ una desviación típica) para la velocidad de propagación de las ondas de corte, v_s , y el módulo de elasticidad transversal, G , en los primeros 20 m de profundidad

Cociente de aceleración del terreno, $\alpha \cdot S$	Coeficiente de amortiguamiento	$\frac{v_s}{v_{s,\text{máx.}}}$	$\frac{G}{G_{\text{máx.}}}$
0,10	0,03	0,90 ($\pm$ 0,07)	0,80 ($\pm$ 0,10)
0,20	0,06	0,70 ($\pm$ 0,15)	0,50 ($\pm$ 0,20)
0,30	0,10	0,60 ($\pm$ 0,15)	0,36 ($\pm$ 0,20)

$v_{s,\text{máx.}}$ es el valor medio de v_s para pequeñas deformaciones ($< 10^{-5}$); sin superar 360 m/s;

$G_{\text{máx.}}$ es el valor medio del módulo de elasticidad transversal para pequeñas deformaciones.

NOTA Utilizando el intervalo $\pm$ una desviación típica, el proyectista puede ser más o menos conservador, dependiendo de factores tales como la rigidez y la estratificación del perfil del terreno. Por ejemplo, pueden usarse valores de $v_s/v_{s,\text{máx.}}$ y $G/G_{\text{máx.}}$ por encima del valor medio para terrenos más duros y valores de $v_s/v_{s,\text{máx.}}$ y $G/G_{\text{máx.}}$ por debajo del valor medio para terrenos más blandos.

5 Sistema de cimentación

5.1 Requisitos generales

- (1) Además de lo dispuesto en la reglamentación específica vigente y/o, en su caso, en los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados, la cimentación de una estructura en zona sísmica deberá cumplir los siguientes requisitos:
- a) Las cargas relevantes de la superestructura se deben transmitir al terreno sin deformaciones permanentes importantes, de acuerdo con los criterios del apartado **5.3.2**.
 - b) Las deformaciones del terreno inducidas sísmicamente habrán de ser compatibles con los requisitos funcionales esenciales de la estructura.
 - c) La cimentación debe concebirse, proyectarse y construirse cumpliendo las reglas dadas en apartado **5.2** y las medidas mínimas del apartado **5.4**, de forma que se limite el riesgo asociado a la incertidumbre de la respuesta sísmica.
- (2) Debe tenerse en cuenta la dependencia de las propiedades dinámicas del suelo respecto del nivel de deformaciones (véase **4.2.3**), así como los efectos relacionados con la naturaleza cíclica de las cargas sísmicas. Se deben considerar las propiedades de los suelos mejorados *in situ* o incluso sustituidos, si se hace necesaria la mejora o sustitución del suelo original debido a su susceptibilidad a la licuación o a la densificación.
- (3) Cuando sea apropiado (o necesario) se puede usar propiedades o coeficientes de resistencia del suelo distintos de los mencionados en el punto (3) del apartado **3.1**, siempre que correspondan al mismo nivel de seguridad.

NOTA Son ejemplo de lo anterior los coeficientes de resistencia aplicados a los resultados de ensayos de carga de pilotes.

5.2 Reglas básicas del diseño conceptual

- (1) En el caso de estructuras distintas de los puentes y tuberías, las cimentaciones mixtas (por ejemplo pilotes y cimentaciones superficiales) sólo deben usarse si se realiza un estudio específico que demuestre la validez de dicha solución. Las cimentaciones de tipo mixto pueden usarse en unidades dinámicamente independientes de la misma estructura.
- (2) Al seleccionar el tipo de cimentación se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:
- a) La rigidez de la cimentación debe ser adecuada para transmitir al terreno, de la forma más uniforme posible, las acciones localizadas recibidas de la superestructura.
 - b) Los efectos de los desplazamientos horizontales relativos entre elementos verticales deben tenerse en cuenta al seleccionar la rigidez de la cimentación en el plano horizontal.
 - c) Si se tiene en cuenta la disminución de la amplitud del movimiento sísmico con la profundidad, dicho efecto debe justificarse mediante un estudio apropiado y, en ningún caso, se disminuirá la aceleración máxima por debajo de una fracción $p = 0,65$ del valor $\alpha \cdot S$ en la superficie del terreno.

5.3 Efectos de las acciones de cálculo

5.3.1 Dependencia del diseño estructural

(1) *Estructuras disipativas.* Los efectos de las acciones en la cimentación de estructuras disipativas se deben basar en las consideraciones del dimensionamiento por capacidad, teniendo en cuenta el desarrollo de una posible reserva de resistencia (sobrerresistencia). La evaluación de estos efectos se debe realizar conforme a las prescripciones adecuadas de esta Norma Sismorresistente. En particular, para edificios se debe aplicar la limitación indicada en el punto (2) del apartado 4.4.2.6 del Anejo 1.

(2) *Estructuras no disipativas.* Los efectos de las acciones sísmicas en la cimentación de estructuras no disipativas se deben obtener del análisis en la situación sísmica de cálculo sin consideración del dimensionamiento por capacidad. Véase también el punto (3) del apartado 4.4.2.6 del Anejo 1.

5.3.2 Transferencia de los efectos de las acciones al terreno

(1) Para cumplir con los requisitos del punto (1)(a) del apartado 5.1 del sistema de cimentación, se deben adoptar los siguientes criterios de transferencia de los esfuerzos horizontal y normal, así como del momento flector, al terreno. Para pilas y pilotes se deben tener en cuenta los criterios adicionales especificados en el apartado 5.4.2.

(2) *Esfuerzo Horizontal.* La transferencia de la fuerza cortante horizontal de cálculo, V_{Ed} , se debe realizar conforme a los siguientes mecanismos:

- a) mediante una fuerza de rozamiento de cálculo, F_{Rd} , entre la base horizontal de una zapata o losa y el terreno, según se describe en el apartado 5.4.1.1;
- b) mediante una resistencia cortante de cálculo entre las paredes verticales de la cimentación y el terreno;
- c) mediante los empujes resistentes de cálculo del terreno sobre la cimentación, según las limitaciones y condiciones establecidas en los apartados 5.4.1.1, 5.4.1.3 y 5.4.2.

(3) Se debe permitir la combinación de la resistencia al esfuerzo cortante con hasta un 30% de la resistencia obtenida en el caso de movilización completa del empuje pasivo de tierras.

(4) *Fuerza axil y momento flector.* Las acciones de cálculo (fuerza axil, N_{Ed} y momento flector, M_{Ed}), se deben transmitir al terreno mediante uno o varios de los siguientes mecanismos:

- a) mediante el valor de cálculo de las fuerzas verticales resistentes actuando en la base de la cimentación;
- b) mediante el valor de cálculo de los momentos flectores producidos por las fuerzas tangenciales resistentes de cálculo entre el terreno y la superficie lateral de los elementos de la cimentación profunda (pilotes, cajones, caissons) conforme a las limitaciones establecidas en los apartados 5.4.1.3 y 5.4.2;
- c) mediante el valor de cálculo de la resistencia vertical a esfuerzo cortante entre el terreno y la superficie lateral de las cimentaciones profundas enterradas (cajones, pilotes, pilotes de gran diámetro y caissons).

5.4 Comprobaciones y criterios de dimensionamiento

5.4.1 Cimentaciones directas (superficiales o enterradas)

(1) Se deben aplicar los criterios siguientes para la comprobación y el dimensionamiento de zapatas superficiales o enterradas apoyadas directamente sobre el suelo subyacente.

5.4.1.1 Zapatas (cálculo en estado límite último)

(1) De acuerdo con los criterios de proyecto para el estado límite último las zapatas deben comprobarse frente a fallo por deslizamiento, así como por capacidad portante.

(2) *Fallo por deslizamiento.* En el caso de cimentaciones cuya base se localice por encima del nivel freático, el fallo se debe evitar mediante la fuerza de rozamiento y, bajo las condiciones especificadas en el punto (5) de este apartado, mediante el empuje lateral de tierras.

(3) En ausencia de estudios más específicos, el valor de cálculo de la fuerza de rozamiento por encima del nivel freático, F_{Rd} , se puede obtener de la expresión siguiente:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} \quad (5.1)$$

Donde

N_{Ed} es la fuerza axil de cálculo en la base horizontal;

δ es el ángulo de rozamiento suelo-estructura en la base de la zapata, que puede evaluarse de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

γ_M es el coeficiente parcial de seguridad aplicado a las propiedades del material, tomado con un valor igual que el aplicable a $\tan \phi'$ (véase el punto (3) del apartado 3.1).

(4) En el caso de cimentaciones bajo el nivel freático, el valor de cálculo de la fuerza de rozamiento debe evaluarse a partir de la resistencia sin drenaje.

NOTA A este respecto, se considerará lo dispuesto en el apartado 6.5.3 de la norma UNE-EN 1997-1.

(5) La resistencia lateral de cálculo E_{pd} como consecuencia del empuje pasivo sobre los lados de la zapata se puede tener en cuenta como se especifica en el apartado 5.3.2, siempre que se asegure que se han tomado las medidas apropiadas en el emplazamiento, como una correcta compactación del material de relleno contra los lados de la zapata, la construcción de un muro vertical de cimentación en el suelo, o la ejecución de las zapatas mediante vertido directo del hormigón sobre una cara limpia y vertical de suelo.

(6) Para prevenir el fallo por deslizamiento en la base horizontal, debe cumplirse la siguiente desigualdad:

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd} \quad (5.2)$$

(7) En el caso de cimentaciones sobre el nivel freático, se puede admitir un pequeño deslizamiento de

la cimentación si se satisfacen las dos condiciones siguientes:

- las propiedades del suelo permanecen inalteradas durante el terremoto;
- el deslizamiento de la cimentación no afecta las prestaciones de las redes de instalaciones conectadas a la estructura (por ejemplo: agua, gas, accesos o telecomunicaciones);

La magnitud del terremoto deberá ser razonable al considerar el comportamiento global de la estructura.

(8) *Fallo por capacidad portante.* Para satisfacer el requisito a) del punto (1) del apartado 5.1, debe comprobarse la capacidad portante de la cimentación sometida a una combinación de los efectos de las acciones de cálculo N_{Ed} , V_{Ed} y M_{Ed} .

NOTA Para comprobar la capacidad portante de la cimentación sometida a acciones sísmicas, pueden usarse la expresión general y los criterios de proyecto que se presentan en el apéndice F, los cuales permiten tener en cuenta la inclinación y la excentricidad de la carga debidas a las fuerzas de inercia de la estructura, así como considerar los posibles efectos de las fuerzas de inercia en el propio suelo.

(9) Se destaca el hecho de que, bajo carga dinámica, algunas arcillas tixotrópicas pueden sufrir degradación de sus resistencias a cortante, así como que algunos materiales no cohesivos son susceptibles de desarrollar un incremento de la presión intersticial y una posterior disipación de la misma después del terremoto al moverse el agua hacia la superficie del terreno por efecto del exceso de presión intersticial acumulada en capas subyacentes.

(10) La evaluación de la capacidad portante de un suelo bajo carga sísmica deberá considerar adecuadamente los posibles mecanismos de degradación de su resistencia y rigidez que pueden producirse incluso con niveles de deformación relativamente bajos. Si se consideran estos efectos, se pueden reducir los coeficientes parciales de seguridad del material. En caso contrario, deberán usarse los valores especificados en el punto (3) del apartado 3.1.

(11) Deberá considerarse el aumento de la presión intersticial bajo carga cíclica, bien teniendo en cuenta su efecto en la resistencia sin drenaje (en un análisis en presiones totales) o bien en la presión intersticial inicial (análisis en presiones efectivas). Para aquellas estructuras en las que el factor de importancia γ_I sea mayor de 1,0, deberá considerarse un comportamiento no lineal del suelo de cara a determinar las posibles deformaciones permanentes en terremotos.

5.4.1.2 Uniones horizontales en la cimentación

(1) De acuerdo con el apartado 5.2 se deben evaluar los efectos adicionales de las acciones inducidas en la estructura por los desplazamientos horizontales relativos en la cimentación, adoptándose en el proyecto las medidas adecuadas.

(2) Para edificios, los requisitos establecidos en el punto (1) de este apartado se consideran satisfechos si toda la cimentación se encuentra en el mismo plano horizontal y se disponen vigas de atado o una losa de cimentación al nivel de las zapatas o de las cabezas de los pilotes. Estas medidas no son obligatorias en los casos siguientes: a) para terrenos de tipo A; y b) para terrenos de tipo B en zonas de baja sismicidad.

(3) Las vigas del piso inferior de un edificio pueden considerarse como vigas de atado siempre que se encuentren a menos de 1,0 m de la cara inferior de las zapatas o de las cabezas de los pilotes. Una losa de cimentación podría sustituir a las vigas de atado si ésta se encuentra también a menos de 1,0 m de la cara inferior de las zapatas o de las cabezas de los pilotes.

(4) La resistencia a tracción necesaria en estos elementos de unión puede estimarse mediante métodos simplificados.

(5) En el caso de no disponer de reglas o métodos de cálculo más precisos, las uniones de cimentación que cumplan las condiciones establecidas en los puntos (6) y (7) de este apartado se deben considerar adecuadas.

(6) *Vigas de atado*

Deberán adoptarse las siguientes medidas:

a) las vigas de atado deberán dimensionarse para soportar un esfuerzo axial, tanto de tensión como de compresión, igual a:

$$\pm 0,3 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ para terrenos tipo B}$$

$$\pm 0,4 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ para terrenos tipo C}$$

$$\pm 0,6 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ para terrenos tipo D}$$

donde N_{Ed} es el valor medio, en la situación sísmica de cálculo, de las fuerzas axiales de cálculo en los elementos verticales conectados.

b) las armaduras longitudinales deberán anclarse completamente en el cuerpo de la zapata o en las otras vigas de atado concurrentes con la viga considerada.

(7) *Losa de cimentación*

Deberán adoptarse las siguientes medidas:

a) Las zonas de unión deberán dimensionarse para soportar fuerzas axiales iguales a las dadas en el punto (6) a) de este apartado.

b) Las armaduras longitudinales de las zonas de unión deberán anclarse totalmente en el cuerpo de las zapatas o en la losa continua.

5.4.1.3 Zapatas corridas y losas

(1) Todas las especificaciones dadas en el apartado 5.4.1.1 se aplican a zapatas corridas y/o losas teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

a) En el caso de una única losa de cimentación puede considerarse la resistencia global por rozamiento. Para mallas simples de zapatas corridas, puede considerarse el área de una zapata equivalente en cada uno de los cruces.

b) Las zapatas corridas y/o las losas de cimentación pueden considerarse como elementos de unión; la regla para su dimensionamiento es aplicable a una anchura eficaz igual a la de la zapata corrida o a una anchura de losa igual a diez veces su espesor.

(2) Puede ser también necesario realizar una comprobación del conjunto de zapatas corridas y/o losas en su propio plano (diafragma), sometidas a sus propias fuerzas laterales de inercia y a las fuerzas horizontales inducidas por la superestructura.

5.4.1.4 Cimentaciones en cajón

(1) Todas las especificaciones descritas en el apartado 5.4.1.3 se aplican a las cimentaciones en cajón. Además, puede considerarse, para todas las categorías de suelos y con las limitaciones indicadas anteriormente, la resistencia lateral del suelo especificada en los puntos (2) del apartado 5.3.2 y (5) del apartado 5.4.1.1.

5.4.2 Pilas y pilotes

(1) Las pilas y los pilotes deben dimensionarse para resistir los dos tipos de efectos siguientes debidos a las acciones sísmicas:

- a) *Fuerzas de inercia* de la superestructura. Estas fuerzas, combinadas con las cargas estáticas, permiten obtener los valores de cálculo N_{Ed} , V_{Ed} y M_{Ed} especificados en el apartado 5.3.2.
- b) *Fuerzas cinemáticas* generadas por la deformación del suelo colindante al paso de las ondas sísmicas.

(2) Se debe comprobar la resistencia transversal última de los pilotes de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(3) Los análisis para determinar las fuerzas internas a lo largo del pilote, así como el desplazamiento y el giro en cabeza del mismo, se deben basar en modelos discretos o continuos que reproduzcan de forma realista (aunque sea aproximada):

- la rigidez a flexión del pilote;
- las reacciones del suelo a lo largo del pilote, considerando los efectos de carga cíclica y la magnitud de las deformaciones del suelo;
- los efectos de interacción dinámica entre pilotes (también llamados "efectos dinámicos de grupo");
- el grado de libertad de la rotación en/de la cabeza del pilote, o de la unión entre pilote y estructura.

NOTA Para calcular la rigidez del pilote pueden emplearse como guía las expresiones que aparecen en el apéndice C.

(4) Debe ignorarse la resistencia lateral de los estratos de suelos susceptibles de licuar o de sufrir una degradación sustancial en su resistencia bajo carga cíclica.

(5) Si se emplean pilotes inclinados, deberán dimensionarse de forma que soporten con seguridad tanto esfuerzos axiales como momentos flectores.

NOTA Los pilotes inclinados no son recomendables para transmitir cargas laterales al suelo.

(6) Los momentos flectores producidos por la interacción cinemática se deben calcular sólo cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

- el perfil de suelo es de tipo D, S_1 o S_2 , y contiene capas consecutivas con rigideces que varían mucho unas con respecto a otras;
- el emplazamiento es de sismicidad moderada o alta, es decir el producto $a_g \cdot S$ es mayor de 0,10 g (mayor de 0,98 m/s²) y la estructura es de clase III o IV.

(7) En principio, los pilotes deberán dimensionarse para que permanezcan en régimen elástico, aunque en determinadas condiciones puedan producirse rótulas plásticas en las cabezas de los mismos. Las zonas de formación potencial de rótulas plásticas deberán dimensionarse de acuerdo con el apartado 5.8.4 del Anejo 1.

6 Interacción suelo-estructura

(1) Se deben tener en cuenta los efectos dinámicos de interacción suelo-estructura en los siguientes casos:

- a) estructuras en las que los efectos $P-\delta$ (de segundo orden) jueguen un papel relevante;
- b) estructuras con cimentaciones masivas y profundas, como pilas de puentes, cajones offshore y silos;
- c) estructuras altas y esbeltas, tales como torres y chimeneas, cubiertas por el Anejo 6;
- d) estructuras cimentadas en suelos muy blandos, con una velocidad media de propagación de las ondas de corte, $v_{s,m\acute{a}x.}$ (definida en la tabla 4.1) menor de 100 m/s, como ocurre en los suelos tipo S_1 .

NOTA En el apéndice D se incluye información sobre los efectos generales y la importancia de la interacción dinámica suelo-estructura.

(2) Los efectos de la interacción suelo-estructura en pilotes se deben evaluar de acuerdo con el apartado 5.4.2 para todas las estructuras.

7 Estructuras de contención de tierras

7.1 Requisitos generales

(1) Las estructuras de contención de tierras se deben dimensionar de modo que cumplan su función durante y después del terremoto, sin que sufran daños estructurales de consideración.

(2) Los desplazamientos permanentes, en forma de combinaciones de deslizamiento y giro (éste último debido a deformaciones irreversibles en el suelo de cimentación) pueden ser aceptables si se demuestra que son compatibles con los requisitos funcionales y/o estéticos de la estructura.

7.2 Selección del tipo de estructura y consideraciones generales de proyecto

(1) La selección del tipo de estructura debe basarse en las condiciones normales de servicio, de acuerdo con los principios generales establecidos en la reglamentación específica vigente o, en su defecto, en los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(2) Debe prestarse una atención especial al hecho de que pueda ser necesario ajustar y, ocasionalmente, elegir un tipo de estructura más adecuado para cumplir todos los requisitos sísmicos adicionales.

(3) La granulometría del material de relleno del trasdós de la estructura se debe elegir cuidadosamente y compactar *in situ*, para lograr la mayor homogeneidad posible con la masa de suelo preexistente.

- (4) Los sistemas de drenaje en el trasdós de la estructura deben tener capacidad suficiente para absorber los movimientos transitorios y permanentes sin que su funcionamiento se vea afectado.
- (5) En particular, en el caso de suelos no cohesivos que contengan agua, el drenaje debe ser eficaz hasta una profundidad sensiblemente mayor que la de la superficie de fallo potencial tras la estructura de contención.
- (6) Debe asegurarse que el suelo del trasdós tiene un margen de resistencia suficiente frente a la licuación cuando se somete al terremoto de cálculo.

7.3 Métodos de análisis

7.3.1 Métodos generales

- (1) Cualquier método basado en los procedimientos de la dinámica de estructuras y la dinámica de suelos, y contrastado por la experiencia y observaciones, es en principio aceptable para evaluar la seguridad de una estructura de contención de tierras.
- (2) Deberán tenerse en cuenta los siguientes aspectos:
 - a) el comportamiento generalmente no lineal del suelo durante su interacción dinámica con la estructura de contención;
 - b) los efectos de las fuerzas inerciales asociadas a las masas del suelo y a la estructura, así como el resto de las fuerzas de masa que pudieran contribuir al proceso de interacción;
 - c) los efectos hidrodinámicos generados por la presencia de agua en el suelo del trasdós del muro y/o por el agua existente en la cara exterior del mismo;
 - d) la compatibilidad entre las deformaciones del suelo, del muro y de los anclajes, cuando los haya.

7.3.2 Métodos simplificados: análisis pseudo-estático

7.3.2.1 Modelos básicos

- (1) El modelo básico para el análisis pseudo-estático debe incluir la estructura de contención y su cimentación, la cuña de suelo tras la estructura (que se supone que está en estado de equilibrio límite activo, si la estructura es suficientemente flexible), las sobrecargas actuando en la cuña del suelo y, cuando proceda, una masa de suelo en el pie del muro supuesta en estado de equilibrio pasivo.
- (2) Para que se genere un estado activo en el suelo tiene que producirse un movimiento del muro de magnitud suficiente durante el terremoto de cálculo, bien debido a flexión en estructuras de contención flexibles, o a deslizamiento y/o giro en estructuras de contención rígidas. El movimiento del muro necesario para que se desarrolle un estado límite activo puede evaluarse de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.
- (3) En el caso de estructuras rígidas, como muros de sótano o muros de gravedad cimentados sobre roca o pilotes, se desarrollan empujes superiores a los activos y, en este caso, es más apropiado suponer un estado de suelo en reposo como se indica en el apartado **E.9**. Esta misma hipótesis se deberá suponer

para muros de contención anclados en los que no se permita movimiento alguno.

7.3.2.2 Acción sísmica

- (1) Cuando se vaya a realizar un análisis pseudo-estático, la acción sísmica se debe representar como un conjunto de fuerzas horizontales y verticales estáticas, obtenidas como producto de las fuerzas gravitatorias por un coeficiente sísmico.
- (2) Se debe considerar que la acción sísmica vertical actúa hacia arriba o hacia abajo de modo que produzca el efecto más desfavorable.
- (3) La intensidad de estas fuerzas sísmicas equivalentes depende, para una zona sísmica dada, de la magnitud del desplazamiento permanente que sea al mismo tiempo aceptable y permitido en la práctica para la solución estructural adoptada.
- (4) En ausencia de estudios específicos, los coeficientes sísmicos horizontal (k_h) y vertical (k_v) que afectan a todas las masas se deben tomar como:

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \quad (7.1)$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h \quad \text{si } a_{vg} / a_g \text{ es mayor de } 0,6 \quad (7.2)$$

$$k_v = \pm 0,33 k_h \quad \text{en cualquier otro caso} \quad (7.3)$$

donde los valores del coeficiente r se muestran en la tabla 7.1, en función del tipo de estructura de contención. Para muros con altura menor de 10 m, el coeficiente sísmico debe considerarse constante en toda su altura.

Tabla 7.1 – Valores de r para el cálculo del coeficiente sísmico horizontal

Tipo de estructura de contención	r
Muros de gravedad sin coacciones con desplazamiento máximo $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Muros de gravedad sin coacciones con desplazamiento máximo $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Muros flexibles de hormigón armado, muros anclados o apuntalados, muros de hormigón armado cimentados sobre pilotes verticales, muros de sótano con movimientos restringidos y estribos de puentes	1

- (5) En presencia de suelos saturados no cohesivos susceptibles de desarrollar presiones intersticiales elevadas:

- a) el coeficiente r de la tabla 7.1 no deberá tomarse mayor de 1,0;
- b) el coeficiente de seguridad frente a la licuación no deberá tomarse menor de 2.

NOTA El valor de 2 para el coeficiente de seguridad procede de la aplicación del punto (6) del apartado 7.2 en el

contexto del método simplificado propuesto en el apartado **7.3.2**.

(6) En el caso de estructuras de contención con altura mayor de 10 m, y para más información sobre el coeficiente r , véase el apartado **E.2**.

(7) Para muros distintos de muros de gravedad, pueden despreciarse los efectos de la aceleración vertical en las estructuras de contención.

7.3.2.3 Valores de cálculo del empuje de tierras y de la presión del agua

(1) La fuerza total de cálculo actuando sobre un muro en condiciones sísmicas debe calcularse considerando la condición de equilibrio límite del modelo descrito en el apartado **7.3.2.1**.

(2) Esta fuerza puede determinarse según se indica en el apéndice E.

(3) Se deberá considerar que la fuerza de cálculo descrita en el punto **(1)** es la resultante de los empujes de tierras estáticos y dinámicos.

(4) Se debe tomar como punto de aplicación de la fuerza debida a los empujes dinámicos de tierras el situado a media altura del muro, siempre y cuando no exista un estudio más detallado que considere la rigidez relativa, el tipo de movimientos y la masa relativa de la estructura de contención.

(5) En el caso de muros que puedan rotar libremente en torno a su pie, puede suponerse que la fuerza dinámica se aplica en el mismo punto que la fuerza la estática.

(6) Se debe considerar que la inclinación de la distribución total de presiones, estáticas y dinámicas, con respecto a la normal al muro no es mayor que $(2/3)\phi'$ para el estado activo e igual a cero para el estado pasivo.

(7) Para el suelo bajo el nivel freático se debe distinguir entre condiciones de permeabilidad dinámica, en las que el agua puede moverse libremente por el esqueleto sólido, y de impermeabilidad dinámica, en las que esencialmente no se puede producir drenaje bajo la acción sísmica.

(8) En la mayoría de las situaciones y para suelos con coeficiente de permeabilidad menor de 5×10^{-4} m/s, el agua intersticial no puede moverse libremente entre los poros; la acción sísmica se produce por tanto esencialmente en ausencia de drenaje y el suelo se puede tratar como un medio de una sola fase.

(9) Para las condiciones de impermeabilidad dinámica se deben aplicar todas las consideraciones anteriores, modificando de forma apropiada el peso específico del suelo y el coeficiente sísmico horizontal.

(10) Las modificaciones necesarias de las condiciones de impermeabilidad dinámica pueden realizarse de acuerdo con los apartados **E.6** y **E.7**.

(11) Para el caso de rellenos en condiciones de permeabilidad dinámica, se debe suponer que los efectos inducidos por la acción sísmica en el suelo y en el agua están desacoplados.

(12) Por lo tanto, deberá añadirse a la presión intersticial hidrostática una presión hidrodinámica de acuerdo con el apartado **E.7**. El punto de aplicación de la fuerza resultante de la presión hidrodinámica puede tomarse a una profundidad igual al 60% del espesor de la capa saturada, medida desde el nivel freático.

7.3.2.4 Presión hidrodinámica sobre la cara exterior del muro

- (1) Se debe tener en cuenta la variación máxima de la presión (positiva o negativa) respecto a la presión hidrostática existente, debida a la oscilación del agua en la cara exterior del muro.
- (2) Esta presión se puede evaluar de acuerdo con el apartado **E.8**.

7.4 Comprobaciones de la estabilidad y la resistencia

7.4.1 Estabilidad del suelo de cimentación

- (1) Son necesarias las siguientes comprobaciones:
 - estabilidad general;
 - fallo local del suelo.
- (2) La comprobación de la estabilidad general se debe realizar de acuerdo con las reglas dadas en el apartado **4.1.3.4**.
- (3) La capacidad última de la cimentación se debe comprobar frente a fallo por deslizamiento y frente a fallo por capacidad portante (véase **5.4.1.1**).

7.4.2 Anclajes

- (1) Los anclajes (incluyendo tirantes, mecanismos de anclaje, cabezas y elementos de sujeción) deben tener una resistencia y longitud suficientes para asegurar el equilibrio de la cuña crítica de suelo frente a condiciones sísmicas (véase **7.3.2.1**), así como la capacidad necesaria para adaptarse a las deformaciones sísmicas del suelo.
- (2) La resistencia del anclaje se debe determinar, para las situaciones de cálculo permanentes y transitorias de los estados límite últimos, de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.
- (3) Se debe asegurar que el suelo anclado mantiene la resistencia requerida para el funcionamiento del anclaje durante el terremoto de cálculo, y en particular, que posee un margen de seguridad suficiente frente a la licuación.
- (4) La distancia entre el punto de anclaje y el muro, L_e , debe ser mayor que la distancia L_s , requerida para cargas estáticas.
- (5) La distancia L_e para anclajes en un depósito de suelo con superficie horizontal y características similares a las del suelo en el trasdós del muro, puede evaluarse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$L_e = L_s (1 + 1,5 \alpha \cdot S) \quad (7.4)$$

7.4.3 Resistencia estructural

- (1) Debe demostrarse que, bajo la combinación de la acción sísmica con otras posibles cargas, se alcanza el equilibrio sin superar las resistencias de cálculo del muro y de los elementos estructurales

de apoyo.

(2) Para ello, se deben considerar las situaciones de estados límite pertinentes que puedan producir el fallo de la estructura, de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(3) Se debe comprobar que todos los elementos estructurales satisfacen la siguiente condición:

$$R_d > E_d \quad (7.5)$$

Donde

R_d es la resistencia de cálculo del elemento, determinada de la misma forma que en la situación no sísmica;

E_d es el valor de cálculo del efecto de las acciones, obtenido según el análisis descrito en el apartado 7.3.

Apéndice A

Coeficientes de amplificación topográfica recomendados

A.1 En este apéndice se dan algunos coeficientes simplificados de amplificación de la acción sísmica que se utilizan para comprobar la estabilidad de taludes. Dichos coeficientes, designados S_T , constituyen una primera aproximación y se consideran independientes del período fundamental de la vibración, por lo que multiplican por un factor constante las ordenadas del espectro de respuesta elástico de cálculo dado en el Anejo 1. Estos coeficientes de amplificación deberían aplicarse preferentemente en el caso de taludes que formen parte de irregularidades topográficas bidimensionales, tales como crestas y acantilados de gran longitud y altura mayor de 30 m.

A.2 En taludes cuya pendiente media sea menor de 15° se pueden despreciar los efectos de la topografía, siendo recomendable realizar un estudio específico en el caso de que localmente existan fuertes irregularidades topográficas. Para pendientes mayores, se aplican las siguientes directrices:

- Laderas y acantilados aislados.* Debería emplearse un valor de $S_T \geq 1,2$ para emplazamientos próximos al borde superior.
- Crestones con anchura en la parte superior significativamente menor que en la base.* Se debería emplear un valor de $S_T \geq 1,4$ en las proximidades de la coronación del talud si la pendiente media es mayor de 30° y $S_T \geq 1,2$ para ángulos menores.
- Presencia de una capa superficial floja.* Si existe una capa superficial floja, el menor valor S_T de los dados en a) y b) debería incrementarse al menos en un 20%.
- Variación espacial del coeficiente de amplificación.* Se puede suponer que el coeficiente S_T disminuye linealmente con la altura por encima de la base del crestón o acantilado, hasta un valor igual a la unidad en su base.

A.3 En general, la amplificación sísmica disminuye también rápidamente con la profundidad dentro del crestón. Por tanto, los efectos topográficos a considerar en los análisis de estabilidad son mayores y principalmente de tipo superficial en la coronación de las crestas, y muchos menores para deslizamientos profundos con superficies de rotura que pasen cerca de la base de los taludes. En este último caso, si se emplea un método de cálculo pseudo-estático, se pueden despreciar los efectos topográficos.

Apéndice B

Curvas empíricas para el análisis simplificado de la licuación

B.1 Generalidades

Las curvas empíricas utilizadas para el análisis simplificado de la licuación representan las correlaciones entre mediciones *in situ* y tensiones tangenciales cíclicas que se sabe que han producido licuación en anteriores terremotos. En el eje horizontal de esos gráficos se representa una propiedad del suelo medida *in situ*, como por ejemplo la resistencia normalizada a la penetración o la velocidad de propagación de las ondas de corte, v_s , mientras que en el eje vertical se representa la tensión tangencial cíclica inducida por el sismo, τ_e , generalmente normalizada por la presión efectiva inicial, σ'_{vo} . En todos los gráficos se muestra una curva límite de la resistencia cíclica que separa la zona de no licuación (a la derecha) de la zona donde la licuación es posible (a la izquierda y por encima de la curva). En algunos casos se da más de una curva; por ejemplo, para suelos con diferente contenido de finos o para terremotos de diferentes magnitudes.

Excepto cuando se utilice la resistencia CPT, es preferible no aplicar los criterios empíricos de licuación en los casos en que los suelos potencialmente licuables se presenten en capas o lentejones de espesor no superior a unas decenas de centímetros.

En suelos con un contenido importante de grava, no puede descartarse la susceptibilidad a la licuación si bien los datos de observaciones disponibles son insuficientes por ahora para construir un gráfico de licuación fiable.

B.2 Curvas basadas en el índice SPT

Entre los gráficos de uso más común se encuentran las curvas representadas en la figura B.1 para arenas limpias y arenas limosas. El índice SPT normalizado, corregido por los efectos de la presión y el cociente de energías, $N_1(60)$, se obtiene como se indica en el apartado 4.1.4.

No es probable que se produzca licuación por debajo de un cierto umbral de τ_e porque el suelo se comporta elásticamente y no se generan incrementos de presión intersticial dinámica. Por tanto, la curva límite no se puede extrapolar hacia el origen. Para aplicar el presente criterio a terremotos de magnitud diferente de $M_w = 7,5$ (donde M_w es la magnitud momento), los valores de las ordenadas de las curvas de la figura B.1 se deberán multiplicar por el coeficiente CM indicado en la tabla B.1.

Tabla B.1 – Valores del coeficiente CM

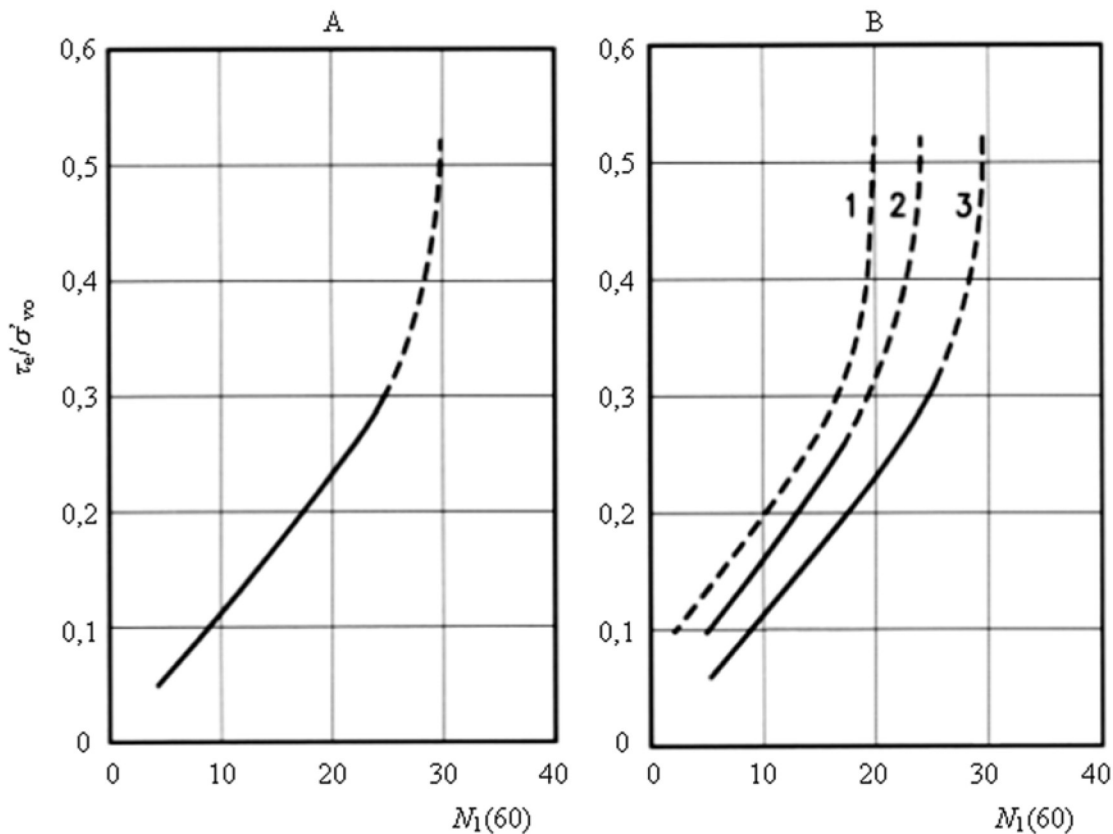
M_w	CM
5,5	2,86
6,0	2,20
6,5	1,69
7,0	1,30
8,0	0,67

B.3 Curvas basadas en la resistencia obtenida con el ensayo CPT

Se han establecido curvas de proyecto similares a las de la figura B.1 en base a numerosos estudios sobre la correlación entre la resistencia a la penetración estática, CPT, y la resistencia del suelo a la licuación. Estas correlaciones directas se deben preferir a las correlaciones indirectas que utilizan la relación existente entre el índice SPT y el parámetro CPT (índice de penetración con el cono mecánico).

B.4 Curvas basadas en la velocidad de las ondas de corte, v_s

Esta propiedad tiene un futuro prometedor como índice de campo para evaluar la susceptibilidad a la licuación de los suelos de difícil muestreo (tales como limos y arenas) o difíciles de penetrar (gravas). Además, en los últimos años se han producido avances significativos en la medición in situ del parámetro v_s . No obstante, las correlaciones entre v_s y la resistencia del suelo a la licuación están aún en fase de desarrollo y no deberán usarse sin la asistencia técnica de un especialista en este campo.



Leyenda

τ_e / σ'_{vo} Tensión cortante cíclica normalizada

A Arenas limpias

B Arenas limosas

Curva 1: 35% finos

Curva 2: 15% finos

Curva 3: < 5% finos

Figura B.1 – Relación entre el cociente de tensiones que producen licuación y los valores $N_1(60)$ para arenas limpias y arenas limosas sometidas a terremotos de magnitud $M_w = 7,5$

Apéndice C

Expresiones recomendadas para la determinación de la rigidez estática de pilotes

C.1 La rigidez del pilote se define como la fuerza (momento) a aplicar en la cabeza del mismo para producir un desplazamiento (giro) unitario en la misma dirección (siendo los desplazamientos/giros nulos en las otras direcciones); se designa como K_{HH} , (rigidez horizontal), K_{MM} , (rigidez a flexión) y $K_{HM} = K_{MH}$ (rigidez mixta).

En la tabla C.1 se utiliza la siguiente notación:

E es el Módulo de Young del suelo, igual a $3G$;

E_p es el Módulo de Young del material del pilote;

E_s es el Módulo de Young del suelo a una profundidad igual al diámetro del pilote;

d es el diámetro del pilote;

z es la profundidad.

Tabla C.1 – Expresiones de la rigidez estática de pilotes flexibles cimentados en tres modelos de suelo diferentes

Modelo de suelo	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{MM}}{d^3E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2E_s}$
$E = E_s \cdot z/d$	$0,60 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,35}$	$0,14 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,80}$	$-0,17 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,60}$
$E = E_s \sqrt{z/d}$	$0,79 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,28}$	$0,15 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,77}$	$-0,24 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,53}$
$E = E_s$	$1,08 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,21}$	$0,16 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,75}$	$-0,22 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,50}$

Apéndice D

Recomendaciones sobre la interacción dinámica suelo-estructura: efectos generales y trascendencia

D.1 Como resultado de la interacción dinámica suelo-estructura, la respuesta sísmica de una estructura con cimentación flexible, es decir una estructura cimentada sobre terreno deformable, diferirá en varios aspectos de la respuesta de la misma estructura cimentada sobre terreno rígido (base fija) y sometida a la misma excitación en campo libre por las razones siguientes:

- a) el movimiento de la cimentación de una estructura apoyada en una base flexible diferirá del movimiento en campo libre y puede incluir una componente de giro importante que no se producirá en el caso de base rígida;
- b) el período fundamental de vibración de una estructura con cimentación flexible será mayor que el de una estructura sobre base fija;
- c) los períodos naturales, los modos de vibración y los coeficientes de distribución modal de una estructura cimentada sobre base flexible serán diferentes de los correspondientes a una estructura sobre base fija;
- d) el amortiguamiento global de una estructura con cimentación flexible incluirá tanto el amortiguamiento geométrico como el amortiguamiento interno del suelo, además del amortiguamiento asociado a la superestructura.

D.2 Para la mayoría de las estructuras usuales de edificación, los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura tienden a ser beneficiosos ya que reducen los momentos flectores y los esfuerzos cortantes en los distintos elementos de la superestructura. Sin embargo, para las estructuras enumeradas en el capítulo 6 dichos efectos pueden ser perjudiciales.

Apéndice E

Análisis simplificado de estructuras de contención de tierras

E.1 Conceptualmente, el coeficiente r se define como el cociente entre el valor de la aceleración que produce el desplazamiento máximo permanente compatible con las coacciones existentes y el valor correspondiente al estado de equilibrio límite (aparición de los desplazamientos). Por tanto, r es mayor para muros que pueden tolerar mayores desplazamientos.

E.2 Para estructuras de contención de más de 10 m de altura puede hacerse un análisis unidimensional en campo libre de la propagación vertical de las ondas, lo que permite mejorar la estimación de α a efectos de la expresión (7.1), considerando un valor medio de las aceleraciones máximas horizontales del suelo trasdosado a lo largo de la altura de la estructura.

E.3 La fuerza total de cálculo, E_d , que actúa sobre el trasdós de una estructura de contención viene dada por:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (\text{E.1})$$

Donde

H es la altura del muro;

E_{ws} es la fuerza estática del agua;

E_{wd} es la fuerza dinámica del agua (definida a continuación);

γ^* es el peso específico del suelo (definido en las fórmulas (E.5) a (E.7) siguientes);

K es el coeficiente de empuje de tierras (estático + dinámico);

k_v es el coeficiente sísmico vertical (véanse las expresiones (7.2) y (7.3)).

E.4 El coeficiente de empuje de tierras se puede calcular a partir de la expresión de Mononobe-Okabe:

Para estados activos:

si $\beta \leq \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{E.2})$$

si $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)} \quad (\text{E.3})$$

Para estados pasivos (sin rozamiento entre el suelo y el muro):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2} \quad (\text{E.4})$$

En las expresiones anteriores se ha utilizado la siguiente notación:

ϕ'_d es el valor de cálculo del ángulo de resistencia al corte del suelo, es decir

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}} \right);$$

ψ y β son los ángulos de inclinación del trasdós del muro y de la superficie del relleno medidos desde la horizontal, como se muestra en la figura E.1;

δ_d es el valor de cálculo del ángulo de rozamiento entre el muro y el suelo, es decir

$$\delta_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}} \right);$$

θ es el ángulo definido en los apartados E.5 a E.7 siguientes.

Las expresiones del estado pasivo se deberán utilizar preferentemente para muros de pared vertical ($\psi = 90^\circ$).

E.5 Nivel freático por debajo de la base del muro de contención. Coeficiente de empuje de tierras

Se aplican los siguientes parámetros:

γ' es el peso específico y del suelo (E.5)

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (\text{E.6})$$

$$E_{wd} = 0 \quad (E.7)$$

Donde

k_h es el coeficiente sísmico horizontal (véase la expresión (7.1)).

Como alternativa se pueden utilizar las tablas y los gráficos aplicables al caso estático (con cargas gravitatorias únicamente), con las siguientes modificaciones:

siendo

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad (E.8)$$

y

$$\tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (E.9)$$

se gira el sistema muro-suelo completo, de forma apropiada, con un ángulo adicional θ_A o θ_B . La aceleración de la gravedad se sustituye por el valor siguiente:

$$g_A = \frac{g(1 + k_v)}{\cos \theta_A} \quad (E.10)$$

o

$$g_B = \frac{g(1 - k_v)}{\cos \theta_B} \quad (E.11)$$

E.6 Suelo bajo el nivel freático en condiciones de impermeabilidad dinámica. Coeficiente de empuje de tierras

Se utilizan los siguientes parámetros:

$$Y^* = Y - Y_w \quad (E.12)$$

$$\tan \theta = \frac{Y}{Y - Y_w} \frac{k_h}{1 + k_v} \quad (E.13)$$

$$E_{wd} = 0 \quad (E.14)$$

Donde

γ es el peso específico (total) del suelo saturado;

γ_w es el peso específico del agua.

E.7 Suelo bajo el nivel freático en condiciones de (alta) permeabilidad dinámica. Coeficiente de empuje de tierras

Se utilizan los siguientes parámetros:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad (\text{E.15})$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 + k_v} \quad (\text{E.16})$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (\text{E.17})$$

Donde

γ_d es el peso específico del suelo seco;

H' es la altura del nivel freático medida desde la base del muro.

E.8 Presión hidrodinámica en el paramento exterior del muro

Esta presión, $q(z)$, se puede estimar de la siguiente forma:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z} \quad (\text{E.18})$$

Donde

k_h es el coeficiente sísmico horizontal con $r = 1$ (véase la expresión (7.1));

h es la altura de la superficie del agua;

z es la coordenada vertical, medida hacia abajo, con el origen en la superficie del agua.

E.9 Empuje de tierras en estructuras rígidas

En estructuras rígidas que estén completamente fijas, y por lo tanto no se puedan desarrollar estados activos en el suelo, y en muros verticales con el relleno del trasdós horizontal, el incremento dinámico del empuje de tierras se puede tomar igual a:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{E.19})$$

Donde

H es la altura del muro.

El punto de aplicación se puede tomar a media altura del muro

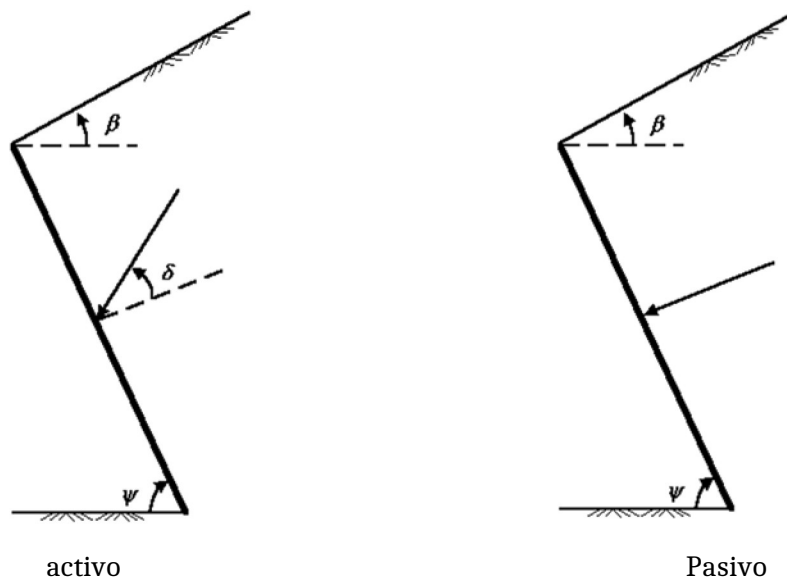


Figura E.1 – Convenio para la medida de los ángulos utilizados en las fórmulas de cálculo del coeficiente de empuje de tierras

Apéndice F

Recomendaciones para la determinación de la capacidad portante de cimentaciones superficiales sometidas a cargas sísmicas

F.1 Expresión general

La estabilidad frente a fallo por capacidad portante de una zapata superficial apoyada en la superficie de un suelo homogéneo y sometida a carga sísmica puede comprobarse utilizando la siguiente expresión, que relaciona la resistencia del suelo con los efectos de las acciones de cálculo al nivel de la cimentación (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed}) y con las fuerzas de inercia en el suelo:

$$\frac{\left(1 - e\bar{F}\right)^{c_T} \left(\beta\bar{V}\right)^{c_T}}{\left(\bar{N}\right)^a \left[\left(1 - m\bar{F}\right)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{\left(1 - f\bar{F}\right)^{c'_M} \left(\gamma\bar{M}\right)^{c_M}}{\left(\bar{N}\right)^c \left[\left(1 - m\bar{F}\right)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0 \quad (F.1)$$

donde

$$\bar{N} = \frac{Y_{Rd} N_{Ed}}{N_{m\acute{a}x.}}, \quad \bar{V} = \frac{Y_{Rd} V_{Ed}}{N_{m\acute{a}x.}}, \quad \bar{M} = \frac{Y_{Rd} M_{Ed}}{B N_{m\acute{a}x.}} \quad (F.2)$$

$\bar{N}$ es la capacidad portante última de la cimentación para una carga vertical centrada (definida en los apartados **F.2** y **F.3**);

$N_{m\acute{a}x.}$ es la anchura de la cimentación;

B es la fuerza adimensional de inercia del suelo (definida en los apartados **F.2** y **F.3**);

$\bar{F}$ es el coeficiente parcial del modelo (en el apartado **F.6** se dan valores de este parámetro).

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$ son parámetros numéricos que dependen del tipo de suelo, definidos en el apartado **F.4**.

F.2 Suelo puramente cohesivo

Para suelos puramente cohesivos o suelos saturados sin cohesión la capacidad portante última para una carga vertical centrada, $N_{m\acute{a}x.}$, viene dada por:

$$N_{m\acute{a}x.} = (\tau + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B \quad (F.3)$$

Donde

$\bar{c}$ es la resistencia a esfuerzo cortante del suelo sin drenaje, c_u , para un suelo cohesivo, o resistencia a esfuerzo cortante cíclico sin drenaje, $\tau_{cy,u}$, para un suelo sin cohesión;

γ_M es el coeficiente parcial de seguridad para las propiedades materiales del suelo (véase **3.1 (3)**).

La fuerza adimensional de inercia $\bar{F}$ del suelo viene dada por:

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}} \quad (\text{F.4})$$

Donde

ρ es la densidad del suelo

a_g es la valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);

a_{gR} es la aceleración máxima de referencia del suelo en un terreno tipo A

γ_I es el coeficiente de importancia

S es el coeficiente de suelo definido en el apartado **3.2.2.2** del Anejo 1.

Las siguientes limitaciones se aplican a la expresión general de la capacidad portante:

$$0 < \bar{N} \leq 1, \quad \left| \bar{V} \right| \leq 1 \quad (\text{F.5})$$

F.3 Suelo sin cohesión

Para suelos puramente granulares, sin cohesión, bien secos o saturados sin crecimiento apreciable de la presión intersticial dinámica, la capacidad portante última de la cimentación para una carga vertical centrada, $N_{\text{máx.}}$, viene dada por:

$$N_{\text{máx.}} = \frac{1}{2} \rho \cdot g \left(1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma \quad (\text{F.6})$$

Donde

g es la aceleración de la gravedad

a_v es la aceleración vertical del terreno (puede tomarse igual a $0,5 a_g \cdot S$)

N_γ es el coeficiente de capacidad portante, que es función del valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno del suelo, ϕ'_d (el cual incluye el coeficiente parcial de seguridad, γ_M , del punto (3) del apartado 3.1) para la propiedad material correspondiente (véase E.4).

La fuerza adimensional de inercia, $\bar{F}$, del suelo viene dada por:

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d} \quad (\text{F.7})$$

La siguiente limitación es aplicable a la expresión general de la capacidad portante en este caso:

$$0 < \bar{N} \leq (1 - mF)^{k'} \quad (\text{F.8})$$

F.4 Parámetros numéricos

Los valores de los parámetros numéricos en la expresión general de la capacidad portante se dan en la tabla F.1, en función de los tipos de suelo identificados en los apartados F.2 y F.3.

Tabla F.1 – Valores de los parámetros numéricos usados en la expresión (F.1)

	Suelo puramente cohesivo	Suelo sin cohesión
<i>A</i>	0,70	0,92
<i>B</i>	1,29	1,25
<i>C</i>	2,14	0,92
<i>D</i>	1,81	1,25
<i>E</i>	0,21	0,41
<i>F</i>	0,44	0,32
<i>M</i>	0,21	0,96
<i>K</i>	1,22	1,00
<i>k'</i>	1,00	0,39
<i>c_T</i>	2,00	1,14
<i>c_M</i>	2,00	1,01
<i>c'_M</i>	1,00	1,01
<i>β</i>	2,57	2,90
<i>γ</i>	1,85	2,80

F.5 En la mayoría de los casos $\bar{F}$ puede tomarse igual a 0 para suelos cohesivos. Para suelos sin cohesión $\bar{F}$ puede despreciarse si $a_g \cdot S < 0,1 g$ (es decir si $a_g \cdot S < 0,98 \text{ m/s}^2$).

F.6 Los valores del coeficiente parcial del modelo, γ_{rd} , se indican en la tabla F.2 en función del tipo de suelo.

Tabla F.2 – Valores del coeficiente parcial del modelo, γ_{rd}

Arena media o densa	Arena suelta seca	Arena suelta saturada	Arcilla no sensitiva	Arcilla sensitiva (tixotrópica)
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

ANEJO 6.

Proyecto de estructuras sismorresistentes

Torres, mástiles y chimeneas

1 Generalidades

1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) El campo de aplicación de la Norma Sismorresistente se define en el apartado **1.1.1** del Anejo 1, y el de este Anejo se define en los puntos **(2)** a **(4)** de este apartado. Las demás partes de la Norma Sismorresistente se relacionan en el apartado **1.1.3** del Anejo 1.

(2) Este Anejo 6 establece los requisitos, criterios y reglas para el proyecto de estructuras altas y esbeltas: torres, incluyendo campanarios, torres de toma, torres de radio y televisión, mástiles, chimeneas (incluyendo las chimeneas industriales autoportantes) y faros. En los capítulos **5** y **6** se establecen, respectivamente, disposiciones complementarias específicas para chimeneas de hormigón armado y de acero. En los capítulos **7** y **8** se proporcionan, respectivamente, disposiciones complementarias específicas para torres de acero y para mástiles de acero atirantados. Asimismo, también se establecen los requisitos para elementos no estructurales, tales como antenas, material del revestimiento interno de las chimeneas y otros equipos.

NOTA 1 El apéndice A proporciona orientación e información para el análisis dinámico lineal, teniendo en cuenta las componentes rotacionales del movimiento del suelo.

NOTA 2 El apéndice B proporciona información y orientación sobre el amortiguamiento modal en el análisis modal de espectro de respuesta.

NOTA 3 En apéndice C proporciona información sobre la interacción suelo-estructura, así como orientación para tenerla en cuenta en el análisis dinámico lineal.

NOTA 4 El apéndice D proporciona información complementaria y orientación sobre el número de grados de libertad y el número de modos de vibración a tener en cuenta en el análisis.

NOTA 5 El apéndice E proporciona información y orientación para el cálculo sismorresistente de chimeneas de fábrica.

NOTA 6 El apéndice F proporciona información complementaria sobre el comportamiento y el proyecto sísmico de las torres de transmisión de líneas eléctricas.

NOTA 7 Los apéndices A, B, C, D, E y F de este Anejo no tienen carácter reglamentario.

(3) Estas disposiciones no son de aplicación a las torres de enfriamiento y a las estructuras en altamar.

(4) Para torres que soportan depósitos se aplica el Anejo 4.

1.2 Normas para referencia y consulta

- (1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.2** del Anejo 1.

1.3 Hipótesis

- (1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.3** del Anejo 1.

1.4 Unidades del sistema internacional (S.I.)

- (1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.4** del Anejo 1.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Términos comunes y otros términos utilizados en esta Norma Sismorresistente

- (1) Se aplica lo especificado en los apartados **1.5.1** y **1.5.2** del Anejo 1.

1.5.2 Otros términos utilizados en este Anejo

torre:

Una estructura de acero de celosía autoportante y en cantiléver, de planta triangular, cuadrada o rectangular, o monopostes circulares y poligonales.

torre de transmisión:

Torre utilizada para soportar cables de transmisión eléctrica de bajo o alto voltaje.

torre angular:

Torre de transmisión utilizada donde la línea de cable cambia de dirección formando un ángulo en planta de más de 3°. Soporta los mismos tipos de acciones que una torre tangente.

torre de extremo muerto (también llamadas torres de anclaje):

Torres de transmisión capaces de soportar las tensiones del extremo muerto de todos los cables situados a un mismo lado, además de las cargas verticales y transversales.

torre tangente:

Torre de transmisión utilizada donde la línea de cable es recta o forma un ángulo en planta que no excede los 3°. Soporta las cargas verticales, una carga transversal debida a la tensión angular de los cables, una carga longitudinal debida a la diferencia de longitud de los apoyos y las fuerzas resultantes del tensado del cable o de la rotura de un cable.

junta telescópica:

Junta entre elementos tubulares sin brida siendo el diámetro interior de un elemento igual al diámetro exterior del otro.

elementos principales:

Elementos que constituyen el sistema resistente principal que soporta las cargas en la estructura de celosía.

elementos de arriostramiento primarios:

Elementos distintos de los elementos principales que transmiten las fuerzas ocasionadas por las cargas impuestas sobre la estructura.

elementos de arriostramiento secundarios:

Elementos utilizados para reducir las longitudes de pandeo de otros elementos.

mástil atirantado:

Una estructura de acero en celosía, de planta triangular, cuadrada o rectangular, o una estructura de acero cilíndrica, estabilizada a intervalos en su altura por tirantes que se anclan al suelo o a una estructura permanente.

fuste de un mástil:

La estructura vertical de acero de un mástil.

chimenea:

Obra de construcción vertical o componentes de edificación que conducen gases de desecho u otros gases de combustión, suministro o evacuación a la atmósfera.

chimenea autoportante:

Chimenea cuyo fuste portante no está conectado con ninguna otra construcción por encima del nivel de su base.

chimenea atirantada:

Chimenea cuyo fuste portante está sujeto por tirantes en uno o más niveles de su altura.

fuste estructural de una chimenea:

Estructura portante principal de acero de la chimenea, excluyendo cualquier brida.

conducto interior de gases o revestimiento:

Elemento estructural (membrana) del sistema de revestimiento interior, contenido dentro del fuste estructural.

sistema de revestimiento interior:

Sistema completo, si existe, que separa los gases de combustión del fuste estructural. Esto incluye los conductos y sus soportes, el espacio entre el revestimiento o conducto interior y el fuste estructural, y el aislamiento, si existe.

anillos rigidizadores:

Elementos horizontales para evitar la ovalización y mantener circular el fuste de la chimenea durante la fabricación y el transporte. Elementos horizontales para proporcionar rigidización en los recortes y aberturas, y en los posibles cambios de pendiente del fuste estructural.

tirante:

Elemento sometido solamente a tracción, conectado en los extremos a terminales para constituir un conjunto que proporciona a la estructura soporte horizontal en niveles discretos. El extremo más bajo del conjunto se ancla al suelo o sobre otra estructura y, en general, incluye unos dispositivos para ajustar la tensión en el tirante.

1.6 Símbolos

1.6.1 Generalidades

- (1) Se aplica lo especificado en los apartados **1.6.1** y **1.6.2** del Anejo 1.
- (2) Para facilitar su uso, se definen en el texto en el lugar donde aparecen, otros símbolos utilizados

en relación con el cálculo sísmico de torres, mástiles y chimeneas. Sin embargo, adicionalmente, los símbolos que aparecen más frecuentemente en este Anejo se relacionan y definen en el apartado **1.6.2**.

1.6.2 Otros símbolos utilizados en este Anejo

E_{eq}	módulo de elasticidad equivalente;
M_i	masa modal efectiva para el i -ésimo modo de vibración;
R^θ	cociente entre el momento máximo en el muelle de un oscilador con un grado de libertad de rotación y el momento de inercia respecto al eje de rotación. La representación de R^θ en función del periodo natural es el espectro de respuesta de rotación;
$R_x^\theta, R_y^\theta, R_z^\theta$	espectros de respuesta de rotación respecto a los ejes x, y, z, en rad/s ² ;
γ	peso unitario del cable;
σ	tensión de tracción en el cable;
$\frac{1}{\zeta_j}$	cociente o índice de amortiguamiento (respecto al crítico) modal equivalente para el j -ésimo modo.

2 Requisitos de comportamiento y criterios de conformidad

2.1 Requisitos fundamentales

- (1) Para los tipos de estructuras tratadas en este Anejo, se aplica el requisito de no colapso, o de ausencia de colapso, especificado en el punto (1) del apartado 2.1 del Anejo 1, a fin de proteger la seguridad de las personas, las edificaciones próximas y las instalaciones adyacentes.
- (2) Para los tipos de estructuras tratadas en este Anejo, se aplica el requisito de minimización de daños especificado en el punto (1) del apartado 2.1 del Anejo 1, a fin de mantener la continuidad del funcionamiento de las instalaciones, industrias y sistemas de comunicaciones, en caso de ocurrencia de terremotos.
- (3) El requisito de minimización de daños se refiere a una acción sísmica que tenga una probabilidad de superación mayor que la de la acción sísmica de cálculo. La estructura debe proyectarse y construirse para resistir esta acción sin que se produzcan daños ni limitaciones de uso, evaluándose el coste de estos daños considerando los efectos sobre los equipos que la estructura soporta y la limitación de uso debida a la interrupción del funcionamiento de la instalación.
- (4) Tal como se define en el punto (3) del apartado 2.2.1 y en el punto (4) del apartado 3.2.1 del Anejo 1, en casos de baja sismicidad pueden satisfacerse los requisitos fundamentales mediante el cálculo de la estructura para la situación sísmica de cálculo y para un comportamiento no disipativo, sin tener en cuenta la disipación de energía por histéresis y despreciando las reglas del presente Anejo que se refieren específicamente a la capacidad de disipación de energía. En ese caso, el coeficiente de comportamiento no deberá tomarse mayor de 1,5, valor considerado a fin de tener en cuenta las sobrerresistencias (véase el punto (2) del apartado 2.2.2 del Anejo 1).

2.2 Criterios de conformidad

2.2.1 Cimentación

- (1) El cálculo de la cimentación debe estar de acuerdo con el Anejo 5.

2.2.2 Estado límite último

- (1) Se aplica lo especificado en el apartado **2.2.2** del Anejo 1.

2.2.3 Estado de limitación de daños

(1) En ausencia de cualquier requisito específico del propietario, se aplican las disposiciones especificadas en el apartado **4.9**, a fin de asegurar que la propia estructura, los elementos no estructurales y los equipos instalados, no sufren ningún daño considerado inaceptable para este estado límite. Los límites de deformación se establecen con respecto a una acción sísmica que tenga una probabilidad de ocurrencia mayor que la de la acción sísmica de cálculo, de acuerdo con lo especificado en el punto (1) del apartado **2.1** del Anejo 1.

(2) A menos que se tomen precauciones especiales, las disposiciones de este Anejo no proporcionan específicamente ninguna protección contra los daños a los equipos y a los elementos no estructurales ante la acción sísmica de cálculo, tal como se define ésta en el punto (1) del apartado **2.1** del Anejo 1.

3 Acción sísmica

3.1 Definición de la excitación sísmica

(1) Además de los componentes de traslación del movimiento sísmico, definidos en los apartados **3.2.2** y **3.2.3** del Anejo 1, la componente rotacional del movimiento del terreno deberá tenerse en cuenta para estructuras de gran altura en zonas de sismicidad alta. Tendrán esta consideración las estructuras de más de 80 m de altura en zonas donde el producto $a_g \cdot S$ supere 0,25g.

NOTA El apéndice A facilita un posible método para definir las componentes rotacionales del movimiento y proporciona recomendaciones para tenerlas en cuenta en el análisis.

3.2 Espectro de respuesta elástico

(1) En el apartado **3.2.2.2** del Anejo 1 se define el espectro de respuesta elástico en términos de aceleración para las componentes horizontales de traslación, y en el apartado **3.2.2.3** del mismo Anejo 1 para la componente vertical de traslación.

3.3 Espectro de respuesta de cálculo

(1) En el apartado **3.2.2.5** del Anejo 1 se define el espectro de respuesta de cálculo. El valor del coeficiente de comportamiento, q , refleja, además de la capacidad de disipación por histéresis de la estructura, la influencia de un amortiguamiento viscoso diferente del 5%, incluyendo el amortiguamiento debido a la interacción suelo-estructura (véanse el punto (2) del **2.2.2** y los puntos (2) y (3) del **3.2.2.5** del Anejo 1).

(2) Un cálculo para un comportamiento elástico hasta el estado límite último puede ser apropiado para torres, mástiles y chimeneas, dependiendo de la sección transversal de los elementos. En este caso, el factor q no deberá ser superior a $q = 1,5$.

(3) Alternativamente al punto (2), el cálculo para un comportamiento elástico puede basarse en el

espectro de respuesta elástico con $q = 1,0$ y valores apropiados del amortiguamiento para la situación particular considerada, de acuerdo con el apartado 4.2.4.

3.4 Representación en función del tiempo

(1) El apartado 3.2.2.5 del Anejo 1 se aplica a la representación de la acción sísmica en términos de aceleración en función del tiempo. En el caso de las componentes rotacionales del movimiento del terreno, simplemente se usan las aceleraciones rotacionales en vez de las de traslación.

(2) Deberán utilizarse representaciones en función del tiempo independientes para dos componentes diferentes cualesquiera del movimiento del terreno (incluidas las componentes de traslación y de rotación).

3.5 Componentes de largo periodo del movimiento de un punto

(1) Las torres, los mástiles y las chimeneas son a menudo sensibles a las componentes de largo periodo del movimiento del terreno. Los suelos blandos o condiciones topográficas peculiares podrían amplificar anormalmente el contenido de largo periodo del movimiento del suelo. Esta amplificación deberá tenerse en cuenta de forma apropiada.

NOTA En los apartados 4.2.2 del Anejo 5 y 3.1.2 del Anejo 1 se proporcionan las bases para la evaluación del tipo de suelo a fin de determinar los espectros del terreno apropiados. En el apéndice A del Anejo 5 se dan también recomendaciones para los casos en los que la amplificación topográfica del movimiento pueda ser significativa.

(2) Cuando se hayan llevado a cabo estudios específicos del emplazamiento, con especial referencia al contenido en largos periodos del movimiento, es apropiado considerar valores más bajos del factor β en la expresión (3.16) del Anejo 1.

NOTA A mástiles y chimeneas se les aplica el valor de β definido en el Anejo 1 para edificios. Se puede tomar $\beta = 0,1$ sólo cuando se hayan realizado estudios específicos de sismicidad local con un énfasis especial en el contenido de baja frecuencia de la acción sísmica.

3.6 Componentes del movimiento del terreno

(1) Deberá considerarse que las dos componentes horizontales y la componente vertical de la acción sísmica actúan simultáneamente.

(2) Cuando se tengan en cuenta, las componentes rotacionales del movimiento del terreno deberán considerarse actuando simultáneamente con las componentes de traslación.

4 Cálculo sismorresistente de torres, mástiles y chimeneas

4.1 Clases de importancia y factores de importancia

(1) Las torres, los mástiles y las chimeneas se clasifican en cuatro clases de importancia, dependiendo de las consecuencias de su daño o colapso, de su importancia para la seguridad pública y protección civil en el periodo inmediato tras el terremoto, y de las consecuencias sociales y económicas del colapso o daño.

(2) En la tabla 4.1 se indican las definiciones de las clases de importancia.

Tabla 4.1 – Clases de importancia para torres, mástiles y chimeneas

Clases de importancia	
I	Torres, mástiles o chimeneas de mínima importancia para la seguridad pública
II	Torres, mástiles o chimeneas que no pertenecen a las clases I, III o IV
III	Torres, mástiles o chimeneas cuyo colapso puede afectar a edificaciones de alrededor o áreas con aglomeración frecuente de personas
IV	Torres, mástiles o chimeneas cuya integridad es de importancia vital para mantener operativos los servicios de protección civil (sistemas de suministro de agua, plantas de generación eléctrica, telecomunicaciones, hospitales).

(3) El factor de importancia $\gamma_I = 1,0$ se asocia a un sismo con el periodo de retorno de referencia indicado en el punto (3) del apartado 3.2.1 del Anejo 1.

(4) El valor de γ_I para la clase de importancia II es, por definición, igual a 1,0.

(5) Las clases de importancia se caracterizan por diferentes factores de importancia γ_I , tal como se describe en el punto (3) del apartado 2.1 del Anejo 1.

NOTA Los valores de γ_I pueden ser distintos para las diferentes zonas sísmicas, dependiendo de las condiciones de peligrosidad sísmica (véase la nota del punto (4) del apartado 2.1 del Anejo 1) y de las consideraciones de seguridad pública. No obstante, a los efectos de esta Norma Sismorresistente, los factores γ_I adoptan un valor constante para cada clase de importancia.

El valor γ_I para las distintas clases de importancia es:

- Clase de importancia I (menor importancia): $\gamma_I = 0,8$
- Clase de importancia II (normal importancia): $\gamma_I = 1,0$
- Clase de importancia III (mayor importancia): $\gamma_I = 1,3$
- Clase de importancia IV (especial importancia): $\gamma_I = 1,4$

4.2 Reglas de modelado e hipótesis

4.2.1 Número de grados de libertad

(1) El modelo matemático deberá:

- tener en cuenta la rigidez de la cimentación frente a la rotación y a la traslación;
- incluir suficientes grados de libertad (y de masas asociadas) para determinar la respuesta de cualquier elemento estructural, equipo o elemento accesorio significativo;
- incluir las rigideces de los cables y tirantes;
- tener en cuenta los desplazamientos relativos de los apoyos de los equipos o de la maquinaria (por ejemplo, la interacción entre una capa aislante y el tubo exterior de una chimenea);

- tener en cuenta las interacciones entre conductos, las restricciones estructurales externas, las cargas hidrodinámicas (tanto los efectos sobre la masa como sobre la rigidez, según corresponda).
- (2) Los modelos de las líneas de transmisión eléctrica deberán ser representativos de toda la línea. Como mínimo, deberán incluirse al menos tres torres consecutivas en el modelo, de forma que la masa y la rigidez de los cables sean representativas de las condiciones aplicables a la torre central.
- (3) Los modelos dinámicos de las torres de campanarios deberán tener en cuenta la oscilación de las campanas, si su masa es significativa con respecto a la de la parte más alta del campanario.

4.2.2 Masas

- (1) La discretización de las masas en el modelo debe ser representativa del reparto de los efectos inerciales de la acción sísmica. Cuando se utiliza una discretización grosera de las masas de traslación, las inercias rotacionales de humos de las masas deben asignarse a los correspondientes grados de libertad de rotación.
- (2) Las masas deben incluir todas las construcciones permanentes, accesorios, conductos, aislamientos, cualquier depósito de polvo o ceniza que se adhiera a la superficie, revestimientos existentes o futuros, revestimientos interiores (incluido cualquier efecto relevante a corto o largo plazo de los fluidos o la humedad sobre su densidad) y equipos. Debe tenerse en cuenta el valor permanente de la masa de las estructuras o de sus elementos permanentes, etc., el valor cuasi-permanente de la masa de los equipos y de la carga de hielo o nieve, y el valor cuasipermanente de la carga aplicada a las plataformas (dispuestas para el mantenimiento y equipamiento temporal).
- (3) Los coeficientes de combinación Ψ_{Ei} introducidos en la expresión (3.17) del punto (2) del apartado 3.2.4 del Anejo 1 para el cálculo de los efectos de inercia de la acción sísmica, deben tomarse iguales a los coeficientes de combinación Ψ_{2i} para el valor cuasipermanente de la acción variable q_i , de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.
- (4) La masa de los cables y de los tirantes debe incluirse en el modelo.
- (5) Si la masa del cable o tirante es significativa en comparación con la de la torre o mástil, el cable o tirante deberá modelarse como un sistema de masas concentradas.
- (6) La masa total efectiva de la parte sumergida de las torres de toma debe tomarse igual a la suma de:
- la masa real del fuste de la torre (sin la reducción correspondiente al empuje hidrostático);
 - la masa del agua eventualmente contenida en el interior de la torre (torres huecas);
 - la masa añadida del agua exterior que se mueve en fase con la torre;

NOTA En ausencia de un análisis riguroso, la masa añadida del agua exterior, puede estimarse de acuerdo con el apéndice F del Anejo 2.

4.2.3 Rigidez

- (1) En elementos de hormigón, las propiedades de rigidez deberán evaluarse teniendo en cuenta el

efecto de fisuración. Si el cálculo se basa en un valor del coeficiente q mayor de 1, con el correspondiente espectro de cálculo, estas propiedades de rigidez deberán corresponderse con el inicio de la plastificación y pueden determinarse de acuerdo con los puntos (6) y (7) del apartado 4.3.1 del Anejo 1. Si el cálculo se basa en un valor de $q = 1$ y en el espectro de respuesta elástica o en una representación acorde del movimiento del terreno en función del tiempo, la rigidez de los elementos de hormigón deberá calcularse a partir de las propiedades de la sección transversal fisurada que sean coherentes con el nivel de esfuerzo durante la acción sísmica.

(2) Deberá tenerse en cuenta el efecto de las altas temperaturas sobre la rigidez y la resistencia del acero o del hormigón armado, en chimeneas de acero u hormigón, respectivamente.

(3) Si se modela un cable como un único muelle para toda su longitud, en vez de como una serie de masas concentradas conectadas mediante muelles, la rigidez del único muelle deberá tener en cuenta la flecha del cable. Esto puede lograrse utilizando el siguiente módulo de elasticidad equivalente:

$$E_{eq} = \frac{E_c}{1 + \frac{(yl)^2}{12\sigma^3} E_c} \quad (4.1)$$

donde

E_{eq} es el módulo de elasticidad equivalente;

y es el peso por unidad de longitud del cable, incluyendo el peso de cualquier carga de hielo en el cable en la situación sísmica de cálculo;

σ es la tensión de tracción en el cable;

l es la longitud del cable;

E_c es el módulo de elasticidad del material del cable.

(4) Para hilos de cable constituidos por cables trenzados o alambres trenzados, E_c es generalmente menor que el módulo de elasticidad E de uno sólo de sus cordones. Si se carece de datos específicos proporcionados por el fabricante, puede aplicarse la siguiente reducción:

$$\frac{E_c}{E} = \cos^3 \beta \quad (4.2)$$

donde β es el ángulo de trenzado de un único cordón.

(5) Si la precarga del cable es tal que la combadura es despreciable, o si la altura de la torre es inferior a 40 m, el cable puede ser modelado entonces como un muelle lineal.

NOTA De acuerdo con lo especificado en el punto (4) del apartado 4.2.2 la masa del cable deberá tenerse en cuenta totalmente.

4.2.4 Amortiguamiento

(1) Si el análisis se lleva a cabo de acuerdo con el punto (3) del apartado 3.3 en base al espectro de

respuesta elástica del apartado **3.2.2.2** del Anejo 1, puede adoptarse un amortiguamiento viscoso diferente del 5%. En este caso, puede aplicarse un análisis modal mediante espectro de respuesta con un cociente de amortiguamiento respecto al crítico diferente para cada modo de vibración.

NOTA En el apéndice B se desarrolla un procedimiento de análisis modal mediante espectro de respuesta que tiene en cuenta el amortiguamiento modal.

4.2.5 Interacción suelo-estructura

(1) Para las estructuras cimentadas sobre depósitos de suelos blandos, se aplica lo especificado en el punto **(9)** del apartado **4.3.1** del Anejo 1 para el cálculo de los efectos de la interacción suelo-estructura.

NOTA 1 El apéndice C proporciona criterios para tener en cuenta la interacción suelo-estructura en el análisis.

NOTA 2 Para las estructuras de gran altura, por ejemplo, para aquellas cuya altura es mayor que cinco veces la máxima dimensión de la base, la resistencia a la oscilación del suelo es importante y puede incrementar significativamente los efectos de segundo orden.

4.3 Métodos de análisis

4.3.1 Métodos aplicables

(1) Los efectos de la acción sísmica y los efectos de las demás acciones consideradas en la situación sísmica de cálculo pueden determinarse en base a un comportamiento elástico lineal de la estructura.

(2) Se aplica lo especificado en los puntos **(2)**, **(3)**, **(4)** y **(5)** del apartado **4.3.3.1** del Anejo 1.

NOTA Se aplica la nota al punto **(4)** del apartado **4.3.3.1** del Anejo 1.

(3) Para que la hipótesis de “diafragma rígido” sea aplicable a las torres de acero, éstas deben dotarse de un sistema de arriostramiento horizontal capaz de suministrar la requerida acción de diafragma rígido.

(4) Para que la hipótesis de “diafragma rígido” sea aplicable a las chimeneas de acero, éstas deben dotarse de anillos rigidizadores horizontales a intervalos cortos.

(5) Si no se satisfacen las condiciones para la aplicación de la hipótesis de “diafragma rígido”, deberá llevarse a cabo un análisis dinámico tridimensional, capaz de representar la deformación de la estructura en planos horizontales.

4.3.2 Método de la fuerza lateral

4.3.2.1 Generalidades

(1) Este tipo de análisis es aplicable a las estructuras que satisfagan las dos condiciones siguientes:

- a) La rigidez lateral y la distribución de masas son aproximadamente simétricas en planta respecto a dos ejes horizontales ortogonales, de forma que puede emplearse un modelo independiente a lo largo de cada uno de dichos ejes ortogonales.

b) La respuesta no está significativamente afectada por la contribución de los modos superiores de vibración.

(2) Para que se satisfaga la condición del punto (1) b), el periodo fundamental en cada una de las dos direcciones horizontales del punto (1) a), deberá satisfacer el punto (2) a) del apartado 4.3.3.2.1 del Anejo 1. Además, la rigidez lateral, la masa y las dimensiones horizontales de la estructura deberán permanecer constantes o reducirse gradualmente, sin cambios bruscos, desde la base a la coronación.

Las condiciones complementarias o de detalle para que el método de análisis de la fuerza lateral sea aplicable son: $H \leq 40$ metros y clase de importancia I o II.

(3) Si el desplazamiento relativo entre los apoyos de las tuberías y de los equipos sustentados en puntos diferentes es importante para la comprobación de dichas tuberías o equipos, deberá utilizarse un análisis modal mediante espectro de respuesta a fin de tener en cuenta la contribución de los modos superiores a la magnitud de este desplazamiento relativo.

NOTA El método de análisis de la fuerza lateral podría infraestimar la magnitud del desplazamiento diferencial entre diferentes puntos de la estructura.

4.3.2.2 Fuerzas sísmicas

(1) El análisis para la determinación de los efectos de la acción sísmica consiste en la aplicación de fuerzas horizontales F_i , $i = 1, 2, \dots, n$, a las n masas concentradas en las que la estructura ha sido discretizada, incluidas las masas de la cimentación. La suma de dichas fuerzas es igual al esfuerzo cortante en la base, que se toma igual a:

$$F_t = S_d(T) \sum_{j=1}^n m_j \quad (4.3)$$

donde

$S_d(T)$ es la ordenada del espectro de respuesta de cálculo, tal y como se define en el apartado 3.2.2.5 del Anejo 1, para el periodo fundamental de vibración, T , en la dirección horizontal de las fuerzas laterales. Si el periodo T no se evalúa como en el punto (2) del apartado 4.3.3.2.2 del Anejo 1 deberá tomarse en la expresión (4.3) el valor espectral $S_d(T_c)$.

(2) El reparto de las fuerzas horizontales F_i entre las n masas concentradas deberá realizarse de acuerdo con lo especificado en el apartado 4.3.3.2.3 del Anejo 1.

NOTA El método de la fuerza lateral normalmente sobreestima los efectos de la acción sísmica para las torres cónicas en las que la distribución de las masas disminuye sensiblemente con la altura.

4.3.3 Análisis modal mediante espectro de respuesta

4.3.3.1 Generalidades

(1) Este método de análisis puede aplicarse a todas las estructuras, definiendo la acción sísmica mediante un espectro de respuesta.

4.3.3.2 Número de modos

(1) Se aplica lo especificado en el punto (2) del apartado 4.3.3.3.1 del Anejo 1.

(2) Puede considerarse que se satisfacen los requisitos especificados en el punto (1) si la suma de las masas modales efectivas para los modos tenidos en cuenta alcanza, al menos, el 90% de la masa total de la estructura.

NOTA 1 El apéndice D proporciona información adicional y recomendaciones para la aplicación del punto (2).

NOTA 2 El número de modos necesario para calcular las acciones sísmicas en la parte más alta de la estructura es generalmente mayor que el que es suficiente para evaluar el momento de vuelco o el esfuerzo cortante total en la base de la estructura.

NOTA 3 Por lo general, las estructuras cuasi-asimétricas tienen modos de vibración muy próximos que requieren una consideración especial.

4.3.3.3 Combinación de modos

(1) Lo especificado en los puntos (1), (2) y (3) del apartado 4.3.3.3.2 se aplica para la combinación de las máximas respuestas modales.

4.4 Combinación de los efectos de las componentes de la acción sísmica

(1) Los efectos de cualquier componente de rotación del movimiento del terreno alrededor de una dirección horizontal pueden combinarse con los de la componente de traslación en la dirección horizontal ortogonal mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (combinación SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*)).

(2) La combinación de los efectos de las componentes de la acción sísmica deberá tenerse en cuenta mediante uno de los dos procedimientos alternativos especificados en el punto (4) del apartado 4.3.3.5.2 del Anejo 1. De acuerdo con el punto (1), para la aplicación del procedimiento del punto (4) del apartado 4.3.3.5.2 del Anejo 1, basado en las expresiones (4.20) a (4.22), las componentes de rotación alrededor de una dirección horizontal deberán combinarse primero con las de la componente de traslación en la dirección horizontal ortogonal.

4.5 Combinación de la acción sísmica con otras acciones

(1) Para la combinación de la acción sísmica con otras acciones en la situación sísmica de cálculo se aplica lo especificado en el apartado 6.4.3.4 del Anejo 18 del Código Estructural y en los puntos (1) y (4) del apartado 3.2.4 del Anejo 1.

4.6 Desplazamientos

(1) Para el cálculo de los desplazamientos inducidos por la acción sísmica de cálculo se aplica lo especificado en los puntos (1) y (3) del apartado 4.3.4.

4.7 Comprobaciones de seguridad

4.7.1 Estado límite último

(1) Se considera que se satisface el requisito de no colapso (estado límite último) para la situación sísmica de cálculo, si se cumplen las condiciones detalladas en los siguientes apartados relativas a la

resistencia de los elementos y de las uniones, a la ductilidad y a la estabilidad.

4.7.2 Condición de resistencia de los elementos estructurales

(1) La siguiente relación debe satisfacerse para todos los elementos estructurales, incluidas las uniones:

$$R_d \geq E_d \quad (4.4)$$

donde

R_d es la resistencia de cálculo del elemento, calculada de acuerdo a los modelos mecánicos y a las reglas específicas del material (en términos de valores característicos de la propiedad del material, f_k , y el factor de seguridad parcial, γ_M);

E_d es el valor de cálculo del efecto de la acción para la situación sísmica de cálculo (véase 6.4.3.4 del Anejo 18 del Código Estructural), incluyendo, si fuese necesario, los efectos de segundo orden (véase 4.7.3) y los efectos térmicos (véase 4.8). Se permite la redistribución de los momentos flectores de acuerdo con los Anejos 19, 22 y 30 del Código Estructural.

NOTA Se deben utilizar para los factores parciales de seguridad del acero, el hormigón, el acero estructural, la fábrica de albañilería y otros materiales los mismos valores de los coeficientes parciales definidos en los apartados 5.2.4(3), 6.1.3 (1), 7.1.3(1) y 9.6(3) del Anejo 1.

4.7.3 Efectos de segundo orden

(1) Los efectos de segundo orden deben tenerse en cuenta, a menos que se satisfaga la condición del punto (2).

(2) No necesitan tenerse en cuenta los efectos de segundo orden si se satisface la siguiente condición:

$$\frac{\delta M}{M_0} < 0,10 \quad (4.5)$$

donde

δM es el momento de vuelco debido al efecto de segundo orden, efecto (P- Δ);

M_0 es el momento de vuelco de primer orden.

4.7.4 Resistencia de las uniones

(1) Para uniones no disipativas soldadas o atornilladas, la resistencia debe determinarse de acuerdo con lo dispuesto en el Anejo 22 del Código Estructural.

(2) La resistencia proporcionada por las uniones disipativas soldadas o atornilladas debe ser mayor que la resistencia plástica del elemento disipativo unido, calculado en base al límite elástico de cálculo del material, tal como se define en el Anejo 22 del Código Estructural, teniendo en cuenta además el coeficiente de sobrerresistencia (véase el punto (2) del 6.1.3 y 6.2 del Anejo 1).

(3) El Anejo 26 del Código Estructural se aplica para determinar los requisitos y propiedades que deben reunir los tornillos y los consumibles de soldadura.

(4) Se considera que satisfacen el criterio de sobrerresistencia las uniones no disipativas de elementos disipativos, ejecutadas mediante soldaduras a tope de penetración total.

4.7.5 Estabilidad

(1) Debe comprobarse la estabilidad global de la estructura para la situación sísmica de cálculo, teniendo en cuenta, cuando sean relevantes para esta situación, el efecto de la interacción de las tuberías y el de las cargas hidrodinámicas.

(2) La estabilidad global puede considerarse comprobada si se satisfacen las reglas correspondientes a la comprobación de la estabilidad de los Anejos 19, 22 y 25 del Código Estructural, para estructuras dentro de su ámbito de aplicación. Para estructuras fuera de dicho ámbito, el proyectista deberá justificar el diseño realizado de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(3) En elementos de acero estructural se permite el uso de secciones de clase 4, siempre que se cumplan todas las condiciones siguientes:

- (a) se satisfacen las disposiciones específicas del apartado **5.5** del Anejo 22 del Código Estructural;
- (b) el valor del coeficiente de comportamiento, q , se limita a 1,5 (véanse también las disposiciones especiales definidas en los capítulos **6** y **7** para las estructuras con secciones de clase 4); y
- (c) la esbeltez λ no es mayor de:
 - 120 en los elementos principales,
 - 180 en los elementos de arriostramiento sísmico primarios,
 - 250 en los elementos de arriostramiento sísmico secundarios,

NOTA Véanse los términos y definiciones del apartado **1.5.2**.

4.7.6 Condición de ductilidad y de disipación de energía

(1) Los elementos estructurales y la estructura en su conjunto deben poseer una capacidad de ductilidad y de disipación de energía suficiente para las demandas provocadas por la acción sísmica de cálculo. El valor del coeficiente de comportamiento considerado en el cálculo deberá relacionarse con la capacidad de ductilidad y de disipación de energía de la estructura.

(2) El requisito especificado en el punto **(1)** se considera satisfecho mediante la utilización de uno de los métodos de cálculo siguientes:

- (a) cálculo de la estructura para un comportamiento disipativo, utilizando un valor del coeficiente de comportamiento mayor de 1,5 y aplicando las reglas especiales dadas en los capítulos **5**, **6**, **7** y **8** para la capacidad de disipación de energía de los diferentes tipos de estructuras tratados en esos capítulos.

- (b) cálculo de la estructura para un comportamiento no disipativo (o débilmente disipativo), utilizando un valor del coeficiente de comportamiento no mayor de 1,5 y aplicando lo especificado en el punto (4) del apartado 2.1.

4.7.7 Cimentaciones

- (1) Se aplica lo especificado en el punto (4) del apartado 2.2.2 del Anejo 1.
- (2) El cálculo y la comprobación de la cimentación deberá realizarse de acuerdo con lo especificado en el apartado 4.4.2.6 del Anejo 1. Cuando el efecto de la acción obtenido a partir del análisis para la acción sísmica de cálculo, $E_{F,E}$, mediante la expresión (4.30) del Anejo 1, sea la fuerza vertical, N_{Ed} , debida al sismo, la contribución de la componente vertical de la acción sísmica para N_{Ed} puede despreciarse si provoca el despegue de la cimentación.

4.7.8 Tirantes y accesorios

- (1) Para determinar los requisitos y propiedades de los cables, cables trenzados, alambres y accesorios se aplicará la reglamentación específica vigente o, en su defecto, los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

4.8 Efectos térmicos

- (1) Deberán tenerse en cuenta, de acuerdo con los Anejos 20, 23 y 31 del Código Estructural, los efectos térmicos asociados a la temperatura normal de funcionamiento sobre las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, tales como el módulo elástico y el límite elástico. Pueden despreciarse los efectos térmicos debidos a temperaturas de los elementos estructurales inferiores a 100 °C. Para chimeneas autoportantes de acero véase la Norma UNE-EN 13084-7.

4.9 Estado de limitación de daños

- (1) El requisito de minimización de daños establece límites aplicables a los desplazamientos para la acción sísmica de limitación de daños. Los capítulos 5, 6, 7 y 8 proporcionan límites que dependen del tipo de estructura.
- (2) Pueden aplicarse límites reducidos a los desplazamientos si el funcionamiento de la estructura es sensible a las deformaciones (por ejemplo, en torres de telecomunicaciones en las que la deformación podría conllevar un daño permanente a los equipos o a una pérdida de la señal).
- (3) Los desplazamientos para el requisito de limitación de daños pueden calcularse como los desplazamientos obtenidos de acuerdo con el punto (1) del apartado 4.6 para la acción sísmica de cálculo correspondiente al “requisito de estado límite último”, multiplicados por un coeficiente reductor, ν , que tenga en cuenta el menor periodo de retorno de la acción sísmica asociada con el requisito de limitación de daños (véase 4.4.3.1 del Anejo 1).
- (4) El valor del factor de reducción, ν , depende también de la clase de importancia de la estructura, siendo: $\nu = 0,4$ para las clases de importancia III y IV; y $\nu = 0,5$ para las clases de importancia I y II.

4.10 Coeficiente de comportamiento

4.10.1 Generalidades

- (1) El valor del coeficiente de comportamiento q debe calcularse como:

$$q = q_0 k_r \geq 1,5 \quad (4.6)$$

Donde

q_0 es el valor de base del coeficiente de comportamiento, que refleja la ductilidad del sistema resistente a cargas laterales, cuyos valores vienen definidos en los capítulos **5**, **6**, **7** y **8** para cada tipo diferente de estructura;

k_r es el coeficiente de modificación que refleja la salida con respecto a una distribución regular de masa, de rigidez o de resistencia, cuyos valores vienen definidos en el apartado **4.10.2**.

4.10.2 Valores del coeficiente de modificación k_r

- (1) El valor k_r debe tomarse igual a 1,0, salvo que se modifique debido a la existencia en la estructura de alguna de las siguientes irregularidades:

- a) Excentricidad horizontal de la masa correspondiente a un determinado nivel horizontal con respecto al centro de rigidez de los elementos de dicho nivel, que sobrepase en un 5% la dimensión paralela de la estructura:

$$k_r = 0,8$$

- b) Aberturas practicadas en un fuste o armazón estructural que ocasionen una reducción igual o superior al 30% del momento de inercia de la sección transversal:

$$k_r = 0,8$$

- c) Masa concentrada en el tercio superior en altura de la estructura, que contribuye en un 50% o más al momento de vuelco en la base:

$$k_r = 0,7$$

- (2) Cuando estén presentes más de una de las irregularidades anteriores, k_r debe suponerse igual al producto de 0,9 por el valor más bajo de k_r .

5 Reglas específicas para las chimeneas de hormigón armado

5.1 Campo de aplicación

- (1) Este capítulo se refiere a chimeneas de hormigón de sección transversal anular (hueco circular).
- (2) Las chimeneas de hormigón calculadas de acuerdo con este Anejo deben cumplir lo dispuesto

en los Anejos 19 y 20 del Código Estructural y también las reglas complementarias descritas en este capítulo. Para las chimeneas autoportantes de hormigón se aplicarán también las disposiciones de la Norma UNE-EN 13084-2 que sean complementarias y no contradictorias con las reglas de la reglamentación específica vigente.

(3) El hormigón deberá tener una resistencia característica, f_{ck} , no inferior a 25 N/mm^2 , tal como se define en el Anejo 19 del Código Estructural.

5.2 Cálculo para un comportamiento disipativo

(1) Las chimeneas de hormigón pueden calcularse para un comportamiento disipativo con un valor básico del coeficiente de comportamiento $q_0 = 2,5$, mediante la aplicación a las secciones críticas definidas en el punto (2) de las disposiciones de este apartado 5.2.

(2) La región crítica deberá tomarse como sigue:

- desde la base de la chimenea hasta una altura D sobre la base;
- desde un cambio brusco de sección hasta una altura D por encima de dicho cambio brusco de sección;
- una altura D por encima y por debajo de las secciones de la chimenea en las que exista más de una abertura;

donde D es el diámetro exterior de la chimenea en el centro de la región crítica.

(3) En el cálculo para un comportamiento disipativo, deberá estipularse un valor mínimo del coeficiente de ductilidad local en curvatura, μ_ϕ , en las secciones críticas definidas en el punto (2). Este valor del coeficiente de ductilidad local en curvatura deberá asegurarse mediante la colocación de armaduras de confinamiento, de acuerdo con lo dispuesto en el punto (4) y en los puntos (10) y (11) del apartado 5.4.3.2.2 del Anejo 1.

(4) La cuantía mecánica volumétrica de las armaduras de confinamiento, ω_{wd} , definida según el punto (8) del apartado 5.4.3.2.2 del Anejo 1, deberá asociarse con el coeficiente de ductilidad local en curvatura, μ_ϕ , después del desconchado del hormigón de recubrimiento, mediante el método general basado en:

- a) la definición del coeficiente de ductilidad en curvatura a partir de las curvaturas para el estado límite último y para el límite elástico, como $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$;
- b) el cálculo de ϕ_u como $\phi_u = \varepsilon_{cu2,c} / \chi_u$ y de ϕ_y como $\phi_y = 1,5 f_y / (E_s D)$, donde D es el diámetro tal como se define en el punto (2);
- c) la profundidad del eje neutro, x_u , estimado a partir del equilibrio de la sección para las condiciones del estado límite último;
- d) los modelos tensión-deformación definidos en el apartado 3.1.9 del Anejo 19 del Código Estructural, y la resistencia y la deformación última del hormigón confinado, $f_{ck,c}$ y $\varepsilon_{cu2,c}$, como una función de la tensión efectiva de confinamiento lateral de acuerdo con el apartado 3.1.9 del Anejo 19 del Código Estructural; y

e) la expresión de la tensión efectiva de confinamiento lateral como $0,5\alpha w_{wd}$, tomando el valor del coeficiente de eficacia de confinamiento, α , de los puntos **(8)** b) o c) del apartado **5.4.3.2.2** del Anejo 1.

(5) El valor del coeficiente de ductilidad en curvatura, μ_ϕ , a considerar en los puntos **(3)** y **(4)** puede determinarse a partir del coeficiente de ductilidad en desplazamiento, μ_δ , utilizando la expresión:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 1 + \frac{\mu_\delta - 1}{4 \frac{L_{pl}}{L_V} \left(1 - 0,5 \frac{L_{pl}}{L_V} \right)} \quad (5.1)$$

donde

L_{pl} es la longitud de la rótula plástica;

$L_V = M_{Ed}/V_{Ed}$ es el tramo a esfuerzo cortante de la chimenea en la sección inferior de la zona crítica, calculado en base al momento y al esfuerzo cortante determinados en el análisis.

(6) El valor del coeficiente de ductilidad en desplazamiento, μ_δ , a considerar en la expresión (5.1) puede deducirse a partir de la siguiente relación entre μ_δ y q_0 :

$$\mu_\delta = q_0 \quad \text{si } T_1 \geq T_c \quad (5.2)$$

$$\mu_\delta = 1 + (q_0 - 1) T_c / T_1 \quad \text{si } T_1 < T_c \quad (5.3)$$

donde T_1 es el periodo fundamental de vibración de la chimenea, y T_c es el periodo correspondiente al límite superior del tramo de aceleración constante del espectro, de acuerdo con el punto **(2)** del apartado **3.2.2.2** del Anejo 1.

(7) El valor de la longitud de la rótula plástica, L_{pl} , a introducir en la expresión (5.1), puede tomarse igual a:

$$L_{pl} = 0,5 D \quad (5.4)$$

donde D es el diámetro exterior de la chimenea, tal como se define en el punto **(2)**.

(8) A fin de evitar el desconchado brusco del hormigón de la superficie interior de las secciones críticas definidas en el punto **(2)**, el valor del cociente entre el diámetro exterior, tal como se define en el punto **(2)**, y el espesor de la pared, no deberá exceder de 20.

(9) En las secciones críticas definidas en el punto **(2)** deberán evitarse las juntas de construcción horizontales.

(10) En las regiones críticas definidas en el punto **(2)** se aplica lo dispuesto en el apartado **6.2.3** del Anejo 2.

5.3 Detalle constructivo de las armaduras

5.3.1 Armaduras mínimas (verticales y horizontales)

- (1) En chimeneas cuyo diámetro exterior, D , es igual o superior a 4 m, las armaduras verticales y horizontales deben disponerse en dos capas (cortinas) cada una: una capa por dirección próxima a la cara interior, y otra capa, por dirección, próxima a la cara exterior, con no menos de la mitad del total de las armaduras verticales colocadas en la capa más próxima a la cara exterior.
- (2) En chimeneas con un diámetro exterior de 4 m o más, la relación mínima entre las armaduras verticales y el área de la sección transversal no deberá ser menor de 0,003.
- (3) En chimeneas con un diámetro exterior de 4 m o más, la relación mínima entre las armaduras horizontales y el área de la sección transversal no deberá ser menor de 0,0025. Para chimeneas autoportantes de hormigón, se aplica también la correspondiente regla de la Norma UNE-EN 13084-2.
- (4) En chimeneas con un diámetro exterior de menos de 4 m, la totalidad de las armaduras verticales u horizontales puede colocarse en una única capa (cortina) por dirección, en la proximidad de la cara exterior. En ese caso, la relación entre las armaduras de la capa más externa y el área de la sección bruta transversal no deberá ser inferior a 0,002, para cada dirección.
- (5) En la proximidad de la coronación de la chimenea, donde los esfuerzos debidos a las cargas permanentes son pequeños, la cuantía mínima de las armaduras verticales puede tomarse igual a la de las armaduras horizontales.
- (6) La separación entre las barras verticales no deberá ser mayor de 250 mm, y la de las barras horizontales no deberá sobrepasar los 200 mm.
- (7) Las barras de las armaduras horizontales deberán colocarse entre las barras verticales y la superficie del hormigón. Deberán colocarse horquillas entre las capas interiores y exteriores de las armaduras a intervalos, horizontales y verticales, no mayores de 600 mm.

5.3.2 Armadura mínima alrededor de las aberturas

- (1) Alrededor del perímetro y de las esquinas de las aberturas, deberán colocarse armaduras complementarias a las dispuestas a cierta distancia de dichas aberturas. El refuerzo complementario deberá incluir en las esquinas, tanto barras diagonales como barras verticales y horizontales; además, deberán situarse tan cerca de la cara exterior de la abertura como permitan las condiciones constructivas ordinarias. Las barras deberán extenderse sobrepasando el borde de la abertura una longitud de anclaje completa.
- (2) El área de las armaduras horizontales y verticales complementarias en cada dirección, no deberá ser menor que la de las barras interrumpidas debido a la presencia de la abertura. La cuantía de las armaduras verticales no deberá ser inferior a 0,0075 a lo largo de una distancia horizontal a partir de cualquiera de los bordes verticales de la abertura igual a la mitad de la anchura de dicha abertura.

5.4 Reglas especiales para el análisis y el cálculo

- (1) Sólo es necesario tener en cuenta una componente horizontal del movimiento del terreno, excepto para el caso especificado en el punto (2).

(2) Es necesario tener en cuenta las dos componentes horizontales del movimiento del terreno en el caso de chimeneas con aberturas de dimensiones horizontales mayores que el espesor de la pared de la chimenea, en las zonas críticas definidas en el punto (2) del apartado 5.2.

(3) La componente vertical del movimiento del terreno puede despreciarse.

(4) Cuando el revestimiento interno (compuesto de ladrillo, acero, u otros materiales) esté sostenido lateralmente por el fuste estructural de la chimenea en puntos próximos, de forma que el movimiento relativo del revestimiento interno respecto al fuste se considere despreciable, la masa del revestimiento interno puede incorporarse a la del fuste estructural, sin incluir grados de libertad distintos para el revestimiento.

(5) Cuando los soportes del revestimiento en la coronación de la chimenea, y eventualmente en puntos intermedios, permita el movimiento del revestimiento interior respecto al fuste estructural, el revestimiento interno deberá incluirse en el modelo de análisis dinámico de forma separada al fuste de hormigón. En este caso, si de acuerdo con el punto (2) del apartado 3.3 y del apartado 4.2.4, se lleva a cabo el análisis mediante el espectro de respuesta elástica, el valor del cociente o índice de amortiguamiento a utilizar para el revestimiento deberá depender de su construcción.

NOTA El apéndice B propone valores del cociente de amortiguamiento para materiales típicos usados en el revestimiento interior.

5.5 Estado de limitación de daños

(1) Deberán comprobarse los conductos de las emisiones de gases residuales de las chimeneas frente a las deformaciones impuestas entre los puntos de soporte y frente a las separaciones entre los elementos interiores, de forma que bajo la acción de los desplazamientos calculados de acuerdo con el punto (3) del apartado 4.9 no se pierda la estanquidad al gas, y se mantenga un margen de seguridad suficiente frente a la ruptura del conducto de gas.

(2) El requisito de minimización de daños se considera satisfecho si el desplazamiento lateral de la coronación de la estructura, calculada de acuerdo con el punto (3) del apartado 4.9, no excede del 0,5% de la altura de dicha estructura.

(3) Para la minimización del daño del revestimiento interior, deberá acotarse la flecha relativa entre los diferentes puntos de apoyo de dicho revestimiento interno, calculada de acuerdo con el punto (3) del apartado 4.9. A menos que se especifiquen límites más estrictos para un proyecto particular, deberán respetarse los siguientes límites en relación con los desplazamientos laterales relativos de los puntos de apoyo contiguos del revestimiento interior:

a) si se adoptan disposiciones que permitan un movimiento relativo entre partes separadas del revestimiento interior, (por ejemplo, mediante la construcción de un revestimiento interior constituido por tubos independientes unos de otros, con un espacio apropiado):

$$d_r \leq 0,020 \Delta H \quad (5.5)$$

b) en todos los demás casos:

$$d_r \leq 0,020 \Delta H \quad (5.6)$$

donde ΔH es la distancia vertical entre las plataformas contiguas que sostienen el revestimiento interior.

6 Reglas específicas para chimeneas metálicas

6.1 Cálculo para un comportamiento disipativo

(1) Los pórticos o las estructuras trianguladas de acero que proporcionan soporte lateral a los conductos de gases de las chimeneas pueden calcularse para un comportamiento disipativo, de acuerdo con las reglas correspondientes del capítulo 6 del Anejo 1. En ese caso, su cálculo deberá basarse en valores del coeficiente de comportamiento básico, q_0 , que no excedan de los siguientes:

- (a) pórticos resistentes a flexión o pórticos con arriostramientos descentrados $q_0 = 5$;
- (b) pórticos con arriostramientos centrados: q_0 tomado de la figura 7.1.

(2) Las chimeneas de acero que constan de un fuste estructural calculado para un comportamiento disipativo deberán satisfacer los requisitos de los apartados 5.4.3 y 5.6 del Anejo 22 del Código Estructural para el análisis plástico global. En ese caso, su cálculo puede basarse en un valor del coeficiente de comportamiento básico:

$$q_0 = 2,5$$

(3) Dependiendo de las secciones transversales elegidas, el valor básico del coeficiente de comportamiento está limitado por los valores dados en la tabla 6.1.

NOTA Las chimeneas de acero atirantadas son generalmente ligeras. Por ello, su cálculo para acciones laterales está regido, normalmente, por el viento, a menos que posean abocinamientos de grandes dimensiones u otras masas cerca de la coronación.

Tabla 6.1 – Restricciones al valor básico del coeficiente de comportamiento dependiendo de la clase de sección transversal de los elementos de acero

Valores básicos del coeficiente de comportamiento q_0	Clases de secciones transversales permitidas
$q_0 \leq 1,5$	Clases 1, 2, 3 o 4 (de acuerdo con el apartado 4.7.5(3))
$1,5 < q_0 \leq 2$	Clases 1, 2 o 3
$2 < q_0 \leq 4$	Clases 1 o 2
$q_0 > 4$	Clase 1

6.2 Materiales

6.2.1 Generalidades

(1) El acero estructural debe ser conforme con el Código Estructural y la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su

responsabilidad, considere más adecuados.

(2) El acero estructural debe cumplir con lo dispuesto en el apartado **3.2** del Anejo 22 del Código Estructural.

(3) El espesor de los elementos de acero deberá cumplir los requisitos de la tabla 2.1 del Anejo 28 del Código Estructural, dependiendo de la energía del ensayo Charpy sobre probeta con muesca en V (CVN) y de otros parámetros pertinentes, así como los requisitos de la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(4) Cuando elementos de acero inoxidable o de acero aleado están unidos a elementos de acero al carbono, son preferibles las uniones atornilladas. A fin de evitar una corrosión acelerada debida a la acción galvánica, dichas uniones deberán incluir juntas de estanquidad aislantes. Se permiten las soldaduras, a condición de que se ejerza un control metalúrgico especializado sobre el proceso de soldadura y la selección de los electrodos.

6.2.2 Propiedades mecánicas de los aceros estructurales al carbono

(1) Las propiedades mecánicas de los aceros estructurales al carbono S 235, S 275, S 355, S 420 y S 460 deben ser las definidas en el Anejo 22 del Código Estructural, y, para propiedades a temperaturas más altas, en la Norma UNE-EN 13084-7.

6.2.3 Propiedades mecánicas de los aceros inoxidables

(1) Las propiedades mecánicas relativas a los aceros inoxidables deben ser las especificadas en el Anejo 24 del Código Estructural para temperaturas de hasta 400 °C y, para temperaturas más elevadas, en la Norma UNE-EN 13084-7.

6.2.4 Uniones

(1) Para los materiales de las uniones, consumibles de soldadura, etc, se estará a lo dispuesto en el Anejo 26 del Código Estructural y a los requisitos de producto pertinentes especificados en el artículo 85 del mismo.

6.3 Estado de limitación de daños

(1) Se aplica lo especificado en el punto (1) del apartado 5.5.

(2) Se aplica lo especificado en el punto (2) del apartado 5.5.

6.4 Estado límite último

(1) El cálculo de acuerdo con esta norma, incluyendo los valores de los factores de comportamiento especificados para un comportamiento disipativo o para uno no disipativo, permite asegurar que la fatiga de bajo ciclo de los detalles constructivos estructurales (especialmente de las uniones) no contribuirán al estado límite último.

(2) En el cálculo de los detalles constructivos, tales como las bridas, deberá tenerse en cuenta el reparto de los esfuerzos plásticos.

(3) Al comprobar una chimenea para la situación sísmica de cálculo, deberá tenerse en cuenta un sobreespesor por corrosión, a menos que se tomen las medidas especiales para la protección frente a la corrosión especificadas en el Anejo 22 del Código Estructural. Dicho sobreespesor deberá adoptarse, en su caso, de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(4) Todo debilitamiento de una sección transversal debido a muescas o aberturas (agujeros de hombre, orificios de entrada de emisiones) debe compensarse con un refuerzo local del fuste estructural (por ejemplo, a través de rigidizadores alrededor de los bordes de las aberturas), teniendo además en cuenta consideraciones de estabilidad local.

7 Reglas específicas para las torres de acero

7.1 Campo de aplicación

(1) Las torres de acero proyectadas de acuerdo con este Anejo deben cumplir con lo especificado en las partes pertinentes del Código Estructural (Anejos 22 a 29) y con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados, así como con las reglas complementarias especificadas en este capítulo.

7.2 Cálculo para un comportamiento disipativo

(1) El cálculo de torres de acero para un comportamiento disipativo deberá estar de acuerdo con las disposiciones pertinentes del capítulo 6 del Anejo 1. En ese caso, su cálculo deberá basarse en valores del coeficiente de comportamiento básico, q_0 , que no excedan de los siguientes:

(a) pórticos resistentes a flexión o pórticos con arriostramientos descentrados: $q_0 = 5$;

(b) pórticos con arriostramientos concéntricos: q_0 obtenido de la figura 7.1.

(2) Se aplica lo especificado en el punto (3) del apartado 6.1.

(3) Si las diagonales principales de la torre triangulada son tubulares, el valor básico del coeficiente de comportamiento deberá limitarse a 2.

7.3 Materiales

(1) El acero estructural deberá cumplir con lo dispuesto en el Anejo 22 del Código Estructural. Adicionalmente, deberá cumplir también con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(2) Se aplica lo especificado en el punto (2) del apartado 6.2.1.

- (3) Se aplica lo especificado en el punto (3) del apartado 6.2.1.
- (4) Se aplican los requisitos especificados en el apartado 6.2 del Anejo 1.
- (5) El espesor de los elementos de las torres, conformados en frío, deberá ser de al menos 3 mm.

NOTA Las torres de acero se proyectan a veces para permanecer en servicio sin mantenimiento durante 30 años o 40 años, o incluso más. Un acero desgastable por la intemperie no puede utilizarse entonces, a menos que se le aplique una protección frente a la corrosión, tal como una galvanización por inmersión en caliente.

7.4 Cálculo de torres con arriostramientos concéntricos

- (1) La figura 7.1 indica los valores de q_0 a utilizar para el cálculo de configuraciones típicas de torres de acero con arriostramientos concéntricos para un comportamiento disipativo.
- (2) En los pórticos de las figuras 7.1 (a) a (e) y (h) deben tenerse en cuenta tanto las diagonales a tracción como a compresión en un análisis elástico de la estructura frente a la acción sísmica.
- (3) Los pórticos de las figuras 7.1 (a) a (c) pertenecen a los tipos de arriostramientos en “K” y no están permitidos para un comportamiento disipativo. El valor de q para este tipo de pórticos está limitado a 1,5.
- (4) Los pórticos de las figuras 7.1 (d) y (h) pueden asimilarse a pórticos con arriostramientos en “V”, con diagonales que intersectan al nivel de un elemento horizontal continuo. El cálculo para un comportamiento disipativo deberá estar de acuerdo con las disposiciones dadas en el apartado 6.7 del Anejo 1 aplicables a pórticos con arriostramientos en V.
- (5) Para el pórtico de la figura 7.1 (e), el cálculo para un comportamiento disipativo deberá estar de acuerdo con las reglas del apartado 6.7 del Anejo 1 aplicables a pórticos con arriostramientos diagonales en los que las diagonales no están configuradas como arriostramientos en X.
- (6) Los pórticos con arriostramientos en X de las figuras 7.1 (f) y (g) pueden considerarse como pórticos con arriostramientos diagonales en X. En el cálculo para un comportamiento disipativo, sólo las diagonales a tracción deberán tenerse en cuenta en un análisis elástico de la estructura frente a la acción sísmica. Dicho cálculo deberá estar de acuerdo con las reglas dadas en el apartado 6.7 del Anejo 1 aplicables a los pórticos con arriostramientos diagonales en X.
- (7) Si el valor básico del coeficiente de comportamiento utilizado en el cálculo es igual o mayor de 3,5, deberán disponerse arriostramientos horizontales con triangulación completa, tales como las de la figura 7.2.

7.5 Reglas especiales para el cálculo de torres de transmisión eléctrica

- (1) El cálculo deberá tener en cuenta los efectos desfavorables sobre la torre a proyectar de los cables entre torres contiguas.
- (2) Los requisitos del punto (1) pueden satisfacerse si los efectos de la acción sísmica sobre la estructura de la torre se calculan mediante una simple suma de los siguientes sumandos (no se deberán utilizar reglas de combinación como la de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, o similares):

- Los efectos de la acción sísmica debidos a las fuerzas ejercidas por los cables sobre la torre, suponiendo que ésta se desplaza estáticamente con respecto a las torres adyacentes en la dirección más desfavorable. El desplazamiento relativo supuesto deberá ser igual a dos veces el desplazamiento de cálculo del terreno, especificado en el apartado **3.2.2.4** del Anejo 1. Deberá analizarse el conjunto de todos los desplazamientos relativos entre torres, físicamente posibles, considerando la hipótesis de que las torres están empotradas en su base;
- Los efectos de la acción sísmica debidos a las fuerzas de inercia resultantes de un análisis dinámico acorde con lo especificado en el punto **(2)** del apartado **4.2.1**. Si se emplea un modelo de tres torres, puede adoptarse una hipótesis simplificada para las dos torres contiguas, si éstas son torres tangentes. En este caso, las fuerzas de inercia pueden calcularse suponiendo que la torre contigua dispone de un apoyo elástico a la altura de los cables, en la dirección de éstos.

7.6 Estado de limitación de daños

(1) Para el estado de limitación de daños, dependiendo de la función de la torre y para cada proyecto particular, deberán especificarse los límites de los desplazamientos, calculados de acuerdo con el punto **(3)** del apartado **4.9**.

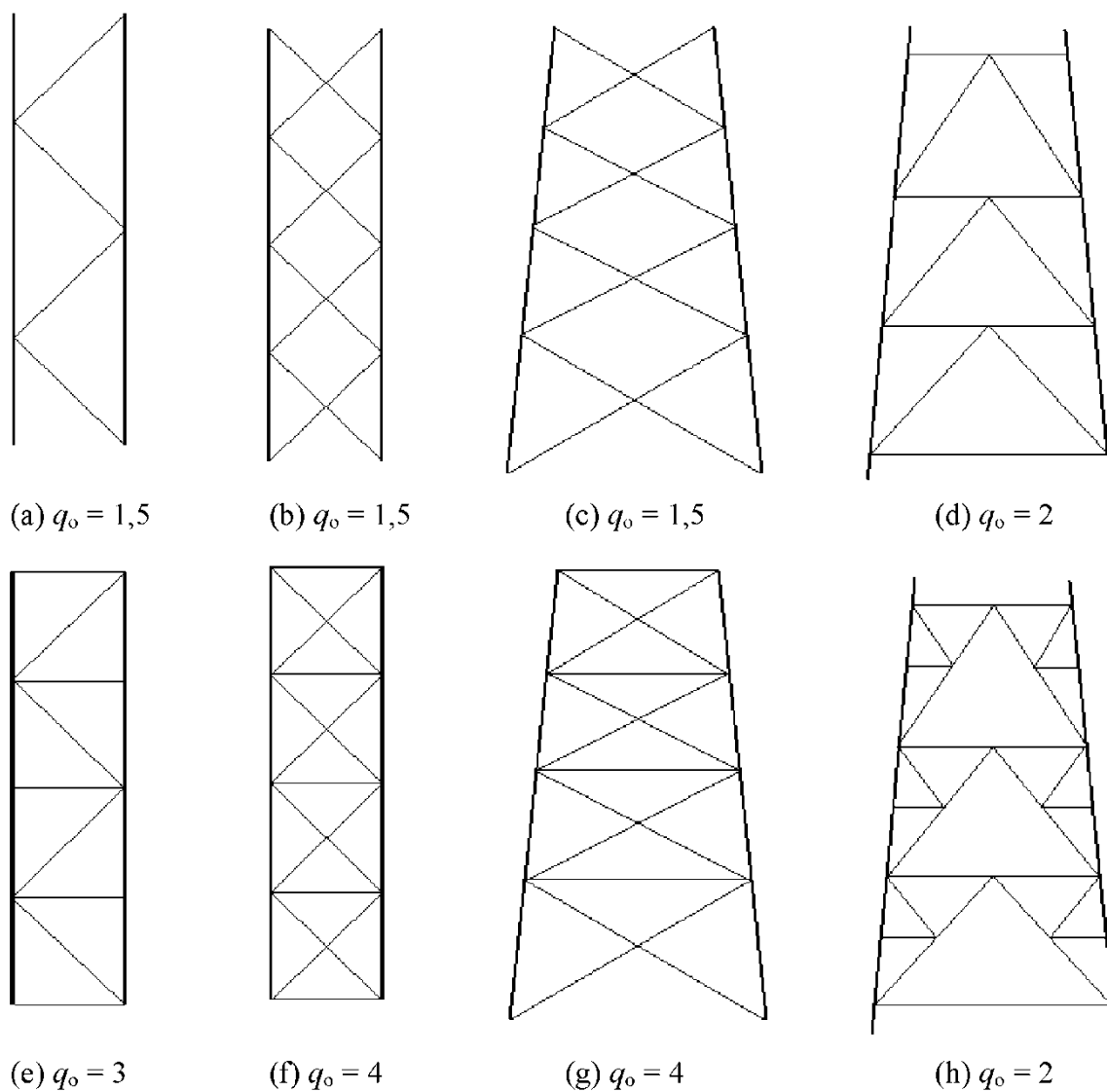


Figura 7.1 – Valores básicos del coeficiente de comportamiento para configuraciones de pórticos de acero con arriostramientos concéntricos

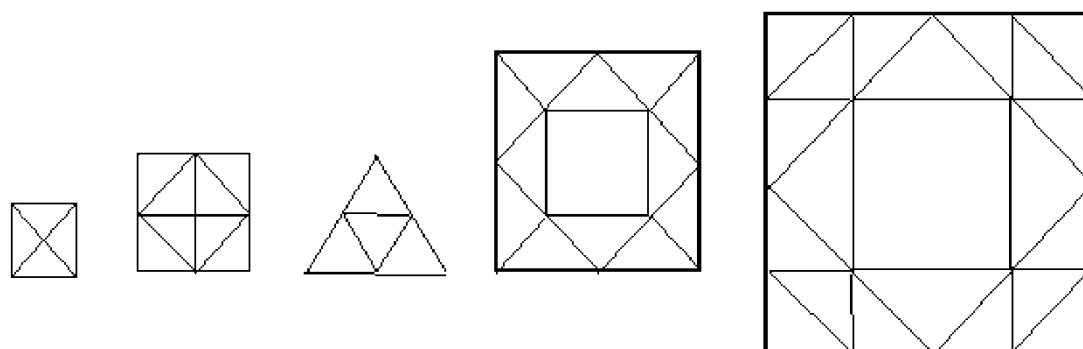


Figura 7.2 – Ejemplos de arriostramientos horizontales con triangulación completa, a utilizar en torres con $q_0 \geq 3,5$

7.7 Otras reglas especiales de cálculo

- (1) Las “juntas telescópicas” pueden utilizarse solamente en las torres tubulares de acero si están cualificadas experimentalmente.
- (2) El anclaje a la cimentación deberá proyectarse en la base de las columnas para resistir una fuerza de tracción igual a la mayor de las dos siguientes, si éstas son tracciones:
 - (a) la fuerza calculada de acuerdo con lo dispuesto en el punto (2) del apartado 4.2.1;
 - (b) la fuerza calculada a partir del análisis para la situación sísmica de cálculo, utilizando un valor del coeficiente de comportamiento no mayor de $q = 2$.
- (3) Las uniones de las torres deberán calcularse y detallarse constructivamente para que cumplan los requisitos pertinentes del capítulo 6 del Anejo 1, relativos a las uniones de sistemas estructurales de similar tipo y configuración, calculados para el mismo valor básico del coeficiente de comportamiento, q_0 , que la torre.

8 Reglas específicas para los mástiles atirantados

8.1 Campo de aplicación

- (1) Este capítulo se refiere a mástiles de acero.
- (2) Los mástiles de acero calculados de acuerdo con este Anejo deben cumplir con lo especificado en las partes pertinentes del Código Estructural (Anejos 22 a 29). Adicionalmente, deberán cumplir con lo dispuesto en la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados, así como con las reglas complementarias especificadas en este capítulo.

8.2 Requisitos especiales para el análisis y el cálculo

- (1) El cálculo para un comportamiento disipativo no está permitido en el caso de mástiles atirantados. Éstos deberán calcularse para un bajo comportamiento disipativo con $q = 1,5$.
- (2) La tensión de los cables atirantados debida a la acción sísmica de cálculo debe ser inferior a la preexistente en los cables.
- (3) La restricción elástica inducida al mástil por los cables atirantados, deberá tenerse en cuenta como sigue:
 - en mástiles relativamente cortos (de hasta 30 m o 40 m) puede considerarse que los cables atirantados actúan como simples tirantes a tracción, cuya rigidez permanece constante cuando el mástil flexa;

- en torres de mayor altura, la flecha de los cables atirantados es grande y deberá tenerse en cuenta considerando una rigidez para los cables que depende de las deformaciones, de acuerdo con lo especificado en los puntos (2) y (3) del apartado 4.2.3.

(4) Deberá tenerse en cuenta la flecha de los cables atirantados debida a la carga de hielo considerada en la situación sísmica de cálculo.

(5) Tanto para los cables atirantados con flechas importantes como para los rectos, la componente horizontal de la rigidez del cable deberá tomarse igual a:

$$K_{\text{eff,h}} \cos^2 \alpha = \frac{A_c E_{\text{eq}}}{l} \quad (8.1)$$

donde

A_c es el área de la sección transversal del cable atirantado;

E_{eq} es el módulo de elasticidad efectivo del cable atirantado (considerando la flecha de acuerdo con lo especificado en los puntos (3) y (4) del apartado 4.2.3, si se requiere, de acuerdo con los puntos (3) y (4);

l es la longitud del cable;

α es el ángulo que el cable atirantado forma con la horizontal.

(6) Si, tanto la flecha como la masa del cable atirantado, son significativas, deberá considerarse la posibilidad de una acción impulsiva del cable sobre el mástil en la situación sísmica de cálculo.

8.3 Materiales

- (1) Se aplica lo especificado en el punto (1) del apartado 7.3.
- (2) Se aplica lo especificado en el punto (2) del apartado 6.2.1.
- (3) Se aplica lo especificado en el punto (3) del apartado 6.2.1.
- (4) Se aplican los requisitos del apartado 6.2 del Anejo 1.

8.4 Estado de limitación de daños

- (1) Se aplica lo especificado en el punto (2) del apartado 5.5.
- (2) Para el estado de limitación de daños, dependiendo de la función del mástil y para cada proyecto particular, deberá especificarse un límite para los desplazamientos relativos entre los elementos de rigidización horizontales, calculado de acuerdo con lo dispuesto en el punto (3) del apartado 4.9.

Apéndice A

Recomendaciones para el análisis dinámico lineal teniendo en cuenta las componentes rotacionales del movimiento del terreno

- (1) Cuando se tengan en cuenta las componentes rotacionales del movimiento del terreno observadas durante el sismo, la acción sísmica puede representarse mediante tres espectros de respuesta elástica para las componentes de traslación y otros tres espectros de respuesta elástica para las componentes de rotación.
- (2) Los espectros de respuesta elástica para las dos componentes horizontales de traslación (ejes x e y) y para la componente vertical (eje z) son los descritos en los apartados **3.2.2.2** y **3.2.2.3** del Anejo 1.
- (3) El espectro de respuesta de rotación se define de forma análoga al espectro de respuesta de las componentes de traslación, es decir, considerando la máxima respuesta del movimiento de rotación de un oscilador de un solo grado de libertad de rotación, de periodo natural T y de cociente de amortiguamiento crítico ξ .
- (4) R^θ representa el cociente entre el máximo momento en el muelle del oscilador y el momento de inercia rotacional respecto a su eje de rotación. Para valores dados de ξ , el diagrama de los valores de R^θ respecto al periodo natural, T , es el espectro de respuesta de rotación.
- (5) Cuando no se dispone de resultados de una investigación específica o de mediciones de campo bien documentadas, los espectros de respuesta de rotación pueden determinarse como:

$$R_x^\theta(T) = 1,7 \pi S_e(T) / v_s T \quad (\text{A.1})$$

$$R_y^\theta(T) = 1,7 \pi S_e(T) / v_s T \quad (\text{A.2})$$

$$R_z^\theta(T) = 2,0 \pi S_e(T) / v_s T \quad (\text{A.3})$$

donde

$R_x^\theta, R_y^\theta, R_z^\theta$ son los espectros de respuesta de rotación alrededor de los ejes x, y y z , en rad/s^2 ;

$S_e(T)$ es el espectro de respuesta elástica para las componentes horizontales en el emplazamiento, en m/s^2 ;

T es el periodo, en segundos;

v_s es la velocidad media de la onda S, en m/s , correspondiente a los 30 m superiores del perfil del suelo. Puede utilizarse el valor correspondiente a las vibraciones de baja amplitud, es decir, a deformaciones de cortante del orden de 10^{-6} .

(6) El valor de v_s se obtiene directamente a partir de medidas de campo, o bien, determinando mediante ensayos de laboratorio el módulo de elasticidad al cortante, G , para pequeñas deformaciones, y la densidad del suelo ρ , y aplicando la expresión (3.1) invertida del punto (1) del apartado 3.2 del Anejo 5:

$$v_s = \sqrt{G / \rho}$$

(7) En aquellos casos en los que no se evalúe v_s mediante medidas experimentales de acuerdo con el punto (6), puede utilizarse el valor de la tabla A.1, en la medida en que sea representativo del tipo de suelo del emplazamiento:

Tabla A.1 – Valores por defecto de la velocidad de la onda de corte para los cinco tipos de suelo estándar

Tipo de suelo	Velocidad de la onda de corte, v_s m/s
A	800
B	580
C	270
D	150

(8) Cuando se considere una aceleración de traslación del terreno $\ddot{x}(t)$ en la dirección horizontal x asociada a una aceleración de rotación $\ddot{\theta}(t)$ en el plano vertical x - z , entonces, si $[M]$ es la matriz de inercia, $[K]$ es la matriz de rigidez, y $[C]$ es la matriz de amortiguamiento, las ecuaciones del movimiento para el sistema resultante de múltiples grados de libertad vienen dadas por:

$$[M] \ddot{u} + [C] \dot{u} + [K] u = - \left(\begin{matrix} m \\ m \end{matrix} \ddot{x} + \begin{matrix} m \\ m \end{matrix} h \ddot{\theta} \right) \quad (\text{A.4})$$

donde

$\ddot{u}$ es el vector cuyas componentes son las aceleraciones relativas respecto a la base, de los grados de libertad de la estructura;

$\dot{u}$ es el vector cuyas componentes son las velocidades de los grados de libertad de la estructura;

u es el vector cuyas componentes son los desplazamientos relativos respecto a la base de los grados de libertad;

m es el vector cuyas componentes son las masas de traslación, en la dirección horizontal de la excitación traslacional. Este vector coincide con la diagonal principal de la matriz de masa $[M]$, si el vector $\{u\}$ incluye únicamente las traslaciones en la dirección horizontal de la excitación;

$\ddot{x}(t)$ es la aceleración de traslación del terreno, representada por S_e ;

$\ddot{\theta}(t)$ es la aceleración de rotación de la base, representada por R^0 .

(9) Para tener en cuenta el término $\{m\}$, el factor de participación del modo k en el análisis modal es:

$$a_{ku} = \frac{\left| \begin{matrix} \phi^T \\ m \end{matrix} \right|}{\left| \begin{matrix} \phi^T & [M] & \phi \end{matrix} \right|} \quad (\text{A.5})$$

mientras que, para el término $\{mh\}^{\ddot{\theta}}$, el factor de participación es:

$$a_{k\theta} = \frac{\left| \begin{matrix} (\phi h)^T \\ m \end{matrix} \right|}{\left| \begin{matrix} \phi^T & [M] & \phi \end{matrix} \right|} \quad (\text{A.6})$$

donde

$\left| \begin{matrix} \phi \end{matrix} \right|$ es el k -ésimo vector modal;

$\left| \begin{matrix} \phi h \end{matrix} \right|$ es el vector cuyas componentes son los productos de la amplitud modal ϕ_i para el i -ésimo grado de libertad por su elevación h_i .

(10) Normalmente, deberían superponerse los efectos de las dos solicitaciones. Generalmente no están en fase y, consecuentemente, los efectos de la excitación rotacional del terreno pueden combinarse con los de la excitación de traslación mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

Apéndice B

Recomendaciones para la consideración del amortiguamiento modal en el análisis modal mediante espectro de respuesta

- (1) Cuando se aplica el espectro de respuesta de cálculo, el valor del coeficiente de comportamiento q incorpora la disipación de energía en la zona elástica de la respuesta estructural, la disipación de energía debida a la interacción suelo-estructura, y la disipación de energía debida al comportamiento histerético de la estructura. Cuando se utiliza el espectro elástico en el análisis, el factor de amortiguamiento (con relación al crítico) necesita definirse de forma explícita. Cuando se lleva a cabo un análisis modal, los factores de amortiguamiento necesitan definirse para cada modo de vibración. Si un modo dado implica esencialmente un único material de la estructura, el factor de amortiguamiento debería estar de acuerdo con las características de disipación del material y ser coherente con la amplitud de la deformación.
- (2) Para la mayor parte de los materiales estructurales corrientes, pueden utilizarse los valores del amortiguamiento dados en el apartado 4.1.3 del Anejo 2.
- (3) Si se considera que los elementos no estructurales contribuyen a la disipación de energía, pueden considerarse valores más elevados del amortiguamiento. Debido a la dependencia de éste de la amplitud de la deformación, los valores de los factores de amortiguamiento comprendidos entre los límites más bajos son, por lo general, apropiados para la acción sísmica de limitación de daños, mientras que los valores comprendidos entre los límites más altos lo son para la acción sísmica de cálculo. Dichos límites pueden tomarse como:
- para un recubrimiento de cerámica: 0,015 – 0,05;
 - para un revestimiento interno de fábrica de ladrillo: 0,03 – 0,10;
 - para un revestimiento interno de acero: 0,01 – 0,04;
 - para un revestimiento interno de polímeros reforzados con fibras: 0,015 – 0,03.
- (4) Los rangos representativos del índice de amortiguamiento para la disipación de la energía en un terreno modelado mediante amortiguadores, son los siguientes:
- para el grado de libertad horizontal (asociado al movimiento de vaivén del suelo): 0,10 – 0,20;
 - para el grado de libertad de rotación (asociado al movimiento de balanceo del suelo): 0,07 – 0,15;
 - para el grado de libertad vertical (asociado a la traslación vertical del suelo): 0,15 – 0,20.
- (5) Deberían asignarse factores bajos de amortiguamiento a los amortiguadores asociados a cimentaciones construidas sobre un depósito de suelos sedimentarios poco profundo bajo el que yace un sustrato rocoso o de rigidez similar.

(6) En general, para el tipo de estructuras tratadas en este Anejo, cualquier modo de vibración implica la deformación de más de un material. En este caso, para cada modo, es apropiado considerar un amortiguamiento modal medio basado en la energía de deformación elástica almacenada en dicho modo.

(7) La formulación conduce a:

$$\bar{\zeta}_j = \frac{\left| \phi \right|^T \left[\bar{K} \right] \left| \phi \right|}{\left| \phi \right|^T \left[K \right] \left| \phi \right|} \quad (\text{B.1})$$

donde

$\bar{\zeta}_j$ es el factor de amortiguamiento modal equivalente correspondiente al j -ésimo modo;

$[K]$ es la matriz de rigidez;

$\left[\bar{K} \right]$ es la matriz de rigidez modificada, con términos iguales al producto del correspondiente término de la matriz de rigidez, $[K]$, por el factor de amortiguamiento para dicho elemento;

$\left| \phi \right|$ es el j -ésimo vector modal.

(8) También pueden utilizarse otras técnicas, si se dispone de datos más detallados sobre las características del amortiguamiento de los subsistemas estructurales.

(9) Se recomienda que el valor $\bar{\zeta}_j$ no exceda de 0,15, a menos que se justifique experimentalmente.

Apéndice C

Recomendaciones para la consideración de la interacción suelo-estructura

- (1) Este apéndice contiene información complementaria a la del apéndice D del Anejo 5.
- (2) El movimiento sísmico de proyecto se define en la superficie del terreno en condiciones de campo libre, es decir, sin estar afectado por las fuerzas inerciales originadas por la presencia de estructuras. Cuando la estructura esté cimentada sobre depósitos de suelo o terrenos blandos, el movimiento resultante en la base de la estructura diferirá del que tiene lugar a la misma cota en campo libre, debido a la deformabilidad del suelo. Para estructuras altas, el balanceo del suelo puede ser importante y puede incrementar significativamente los efectos de segundo orden.
- (3) Los métodos de modelado de la interacción suelo-estructura deberían tener en cuenta:
 - (a) el grado de empotramiento en el suelo;
 - (b) la profundidad de la posible capa rocosa;
 - (c) la estratificación de las capas de suelo;
 - (d) la variabilidad de las propiedades del suelo en cada capa estratigráfica; y
 - (e) la dependencia de las propiedades del suelo (módulo a cortante y amortiguamiento) del nivel de la deformación.
- (4) Generalmente, puede considerarse aplicable la hipótesis de estratificación horizontal.
- (5) A menos que la investigación del suelo sugiera un rango adecuado de variabilidad para el módulo dinámico del suelo, puede obtenerse un límite superior de la rigidez del suelo multiplicando por 2 el conjunto de valores de las mejores estimaciones de los módulos, y el límite inferior multiplicando dicho conjunto por 0,5.
- (6) Al ser dependientes de la deformación, el amortiguamiento y el módulo a cortante de cada capa de suelo, deberían ser coherentes con la intensidad de la deformación cortante efectiva esperada durante la acción sísmica considerada. Un método lineal equivalente es aceptable. En este caso, el análisis debería llevarse a cabo iterativamente. El análisis es lineal en cada iteración, pero las propiedades del suelo se ajustan de iteración en iteración, hasta que las deformaciones calculadas sean compatibles con las propiedades del suelo consideradas en el análisis. El procedimiento iterativo puede desarrollarse para el depósito de suelo en campo libre, suprimiendo la presencia de la estructura.
- (7) Las amplitudes de la deformación a cortante efectiva de cualquier capa, a considerar para la evaluación de los módulos dinámicos y del amortiguamiento en los métodos lineales equivalentes, pueden tomarse como:

$$\gamma_{\text{eff}} = 0,65 \gamma_{\text{máx,t}} \quad (\text{C.1})$$

donde $\gamma_{\text{máx,t}}$ es el valor máximo de la deformación a cortante en el estrato de suelo en campo libre durante la acción sísmica considerada.

(8) Si se modela el suelo mediante el método de los elementos finitos, deberían justificarse los criterios para determinar la localización de la frontera inferior y lateral de la zona modelada. En general, se aplican en dichas fronteras las funciones de excitación que simulan el movimiento sísmico. En tales casos, se requiere generar un sistema de excitación que actúe en dichas fronteras, de tal manera que el movimiento de respuesta en la superficie del suelo, en campo libre, sea idéntico al movimiento del terreno debido a la acción sísmica considerada. Deberían presentarse los métodos y las teorías seguidas para la generación de dichos sistemas de excitación.

(9) Si se usa el método de modelado del semiespacio (parámetros concentrados), los parámetros utilizados en el análisis para considerar la deformabilidad del suelo n tener en cuenta la estratificación. También deberían tenerse en cuenta la variabilidad de las propiedades del suelo y de las propiedades dependientes de la deformación.

(10) Debería explicarse claramente cualquier otro método de modelado utilizado para el análisis de la interacción suelo-estructura.

(11) Debería justificarse la decisión de no tener en cuenta en el análisis la interacción suelo-estructura.

Apéndice D

Recomendaciones para la consideración del número de grados de libertad y de los modos de vibración

- (1) Se utiliza un análisis dinámico (por ejemplo, un método de análisis en función del tiempo o mediante un espectro de respuesta), cuando se considere que no se justifica el uso del método de la fuerza lateral.
- (2) El análisis debería:
- tener en cuenta la respuesta al balanceo y a la traslación de la cimentación;
 - incluir un número suficiente de masas y de grados de libertad para determinar la respuesta de cualquier elemento estructural y equipo;
 - incluir un número suficiente de modos de oscilación para asegurar la participación de todos los modos significativos;
 - prever el máximo desplazamiento relativo entre los apoyos de los equipos o de las máquinas (para una chimenea, la interacción entre los tubos interiores y exteriores);
 - tener en cuenta los efectos significativos, tales como las interacciones entre tuberías, las restricciones exteriores aplicadas a la estructura, las cargas hidrodinámicas (tanto los efectos de masa como de rigidez), así como un posible comportamiento no lineal;
 - proporcionar “espectros de respuesta de plantas o forjados”, cuando la estructura soporte equipos importantes ligeros o anexos.
- (3) La masa modal efectiva, M_i , para el modo i , mencionada en el punto (2) del apartado 4.3.3.2, se define como:

$$M_i = \left[\phi^T [M] i \right]^2 / \phi^T [M] \phi \quad (D.1)$$

donde

ϕ es el i -ésimo vector modal;

i es un vector columna cuyos términos son iguales a 0 o 1, el cual representa el desplazamiento inducido en el grado de libertad asociado cuando su base es sometida a un desplazamiento unitario en la dirección de la componente de la acción sísmica considerada.

(4) El criterio indicado en el punto **(2)** del apartado **4.3.3.2** no asegura la adecuada discretización de la masa, si se trata de un equipo ligero o de un anexo estructural. En ese caso, podría cumplirse la condición anterior, pero el modelo matemático de la estructura podría, en cambio, ser inadecuado para describir la respuesta del equipo o del elemento accesorio. Cuando sea necesario el análisis del equipo o del anexo, debería definirse un “espectro de respuesta de planta o forjado”, aplicable a la cota del forjado sobre el que se apoya el equipo/anexo. También se recomienda este método cuando se necesite analizar independientemente una parte de la estructura, por ejemplo, un revestimiento interior de una chimenea construida con mampuestos de fábrica, sujeto mediante soportes aislados al fuste de dicha chimenea.

Apéndice E

Recomendaciones para chimeneas de mampostería

E.1 Introducción

(1) Una chimenea de mampostería es una chimenea construida con mampuestos o bloques de fábrica y mortero, en adelante designada como “de mampostería”. Las chimeneas de mampostería deberían construirse, anclarse, sustentarse y reforzarse como se indica en este apéndice.

E.2 Zapatas y cimentaciones

(1) Las cimentaciones de las chimeneas de mampostería deberían construirse de hormigón o de mampostería sólida de al menos, 300 mm de espesor, y deberían prolongarse por todos los lados, al menos, 150 mm más allá del paramento de la chimenea o del muro soporte. Las zapatas deberían cimentarse sobre terreno natural inalterado o sobre rellenos compactados, a un nivel inferior a la cota de helada en el emplazamiento. En zonas no sujetas a heladas, las zapatas deberían estar, al menos, 300 mm por debajo de la superficie del terreno.

E.3 Coeficiente de comportamiento

(1) El coeficiente de comportamiento q debería tomarse igual a 1,5, correspondiente a un comportamiento disipativo bajo.

E.4 Armaduras verticales mínimas

(1) En chimeneas de hasta 1 m de dimensión horizontal, deberían colocarse en la cimentación un total de cuatro barras verticales continuas de 12 mm de diámetro, bien en el hormigón existente entre los bloques de mampostería, o bien, en el interior de los alveolos de los bloques huecos de mampostería rellenos de lechada de mortero. Debería evitarse la adherencia de la lechada con el revestimiento interior del conducto interior de la chimenea, a fin de evitar que se restrinja su expansión térmica. En chimeneas cuya dimensión horizontal sea superior a 1 m, deberían añadirse dos barras verticales continuas adicionales de 12 mm de diámetro por cada metro adicional de dimensión horizontal, o fracción del mismo.

E.5 Armaduras mínimas horizontales

(1) Las armaduras verticales deberían rodearse con encadenamientos de 6 mm de diámetro o con otros tipos de refuerzo de sección transversal equivalente, con una separación máxima de 400 mm.

E.6 Anclaje sísmico mínimo

(1) Una chimenea de mampostería que atraviese los forjados y la techumbre de un edificio debería anclarse a cada techumbre y a cada forjado que esté a más de 2 m sobre el terreno, excepto cuando se construya completamente por el interior de los muros exteriores del edificio. Deberían embeberse en la chimenea dos bridas de acero de 5 mm por 25 mm, con una longitud mínima de 300 mm. Las bridas deberían anclarse mediante ganchos colocados alrededor de las barras exteriores y deberían prolongarse 150 mm más allá del doblado de las patillas. Cada brida debería fijarse a un número mínimo de cuatro viguetas del forjado mediante dos pernos de 12 mm.

E.7 Voladizo

(1) Una chimenea de mampostería no debería proyectarse de forma que, en planta, sobresalga de un muro o cimentación más de la mitad del espesor de la pared de la chimenea. No se debería proyectar una chimenea de mampostería sobresaliendo en planta de un muro o cimentación que sea menor de 300 mm de espesor, salvo que el citado resalto sea el mismo a cada lado del muro. Como excepción, en la segunda planta de un edificio de dos pisos, el resalto de la chimenea por fuera del muro exterior puede ser igual al espesor de la pared. El resalto en planta de una hilada de mampuestos no debería exceder del menor de los siguientes valores: mitad de la altura del mampuesto o un tercio de la profundidad de su cama de asiento.

E.8 Variaciones dimensionales

(1) La pared de una chimenea, o el conducto interior de la misma, no deberían cambiar ni de forma ni de tamaño en una longitud de 150 mm por encima o por debajo del nivel al que la chimenea atraviesa un forjado, la techumbre, o sus componentes.

E.9 Desplomos

(1) Cuando una chimenea de mampostería se construye con un revestimiento interior de arcilla refractaria rodeado por una hoja de mampostería, el máximo desplomo debería ser tal que el eje del conducto por encima del desplomo no se sitúe más allá del centro de la pared de la chimenea por debajo de dicho desplomo. Los límites del máximo desplomo no se aplican cuando la chimenea se haya proyectado para que su desplomo sea soportado por la mampostería situada por debajo del mismo.

E.10 Cargas verticales adicionales

(1) Las chimeneas no deberían soportar cargas verticales adicionales a su peso propio, a menos que se proyecten para ello. Las chimeneas de mampostería pueden construirse como parte integrante de los muros de mampostería o de hormigón del edificio.

E.11 Espesor de la pared

(1) Las paredes de una chimenea de mampostería deberían construirse con mampuestos sólidos, o con mampuestos huecos completamente rellenos de lechada de mortero, de un espesor nominal

mínimo de 100 mm.

Apéndice F

Recomendaciones para torres de transmisión eléctrica

- (1) Las cargas de viento, a menudo combinadas con las cargas de hielo o las acciones longitudinales asimétricas de los cables, controlan normalmente el cálculo de las estructuras para transmisión y distribución de la energía eléctrica, así como de los soportes de los cables conductores de las subestaciones. La situación sísmica de cálculo no controla generalmente el cálculo de dichas estructuras, excepto cuando dicho cálculo incluye importantes cargas de hielo. El comportamiento de estas estructuras frente a los terremotos ha demostrado que las cargas sísmicas pueden resistirse proyectándolas para las acciones tradicionales de transmisión y distribución eléctrica, estructuras de soporte de los cables de subestaciones. Los equipos pesados, tales como los transformadores en las estructuras de distribución, pueden dar lugar a acciones sísmicas significativas y a problemas.
- (2) El daño causado por los terremotos a las estructuras para la transmisión y distribución de la energía eléctrica o a los soportes de los conductores de las subestaciones es debido, a menudo, a grandes desplazamientos de las cimentaciones como consecuencia de deslizamientos, fallos del terreno o licuefacción. Estos fenómenos implican normalmente daños o fallos estructurales locales, sin pérdida total de la función y de la integridad de la estructura.
- (3) La frecuencia fundamental de estos tipos de estructura abarca típicamente desde los 0,5 Hz a los 6 Hz. Las frecuencias del modo fundamental de las estructuras monópodas están comprendidas en el rango de 0,5 Hz a 1,5 Hz. El modo fundamental de las estructuras de pórticos en H tiene frecuencias en el rango de 1 Hz a 3 Hz, con las frecuencias más bajas en la dirección normal al plano de la estructura, y con las más altas en dicho plano. El modo fundamental de las estructuras de cuatro patas tiene frecuencias en el rango que va de los 2 Hz a los 6 Hz. Las torres tangentes típicas tienen normalmente frecuencias más bajas dentro de este rango; las torres de ángulo y de extremo muerto o anclaje tienen, en cambio, las frecuencias más altas dentro del rango. Estos rangos de frecuencias pueden utilizarse para determinar si cabe esperar que las acciones ocasionadas por el terremoto controlen el cálculo estructural de la torre. Si es así, debería llevarse a cabo entonces una evaluación más detallada de las frecuencias de vibración y de las formas modales de la estructura.