

Mayo 2012

### TÍTULO

**Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes**

**Parte 3: Evaluación y adecuación sísmica de edificios**

*Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.*

*Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 3: Evaluation et renforcement des bâtiments.*

### CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de las Normas Europeas EN 1998-3:2005 y EN 1998-3:2005/AC:2010.

### OBSERVACIONES

### ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

Editada e impresa por AENOR  
Depósito legal: M 20446:2012

© AENOR 2012  
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

**AENOR** Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Génova, 6  
28004 MADRID-España

info@aenor.es  
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201  
Fax: 913 104 032

81 Páginas



AENOR

NORMA EUROPEA  
EUROPEAN STANDARD  
NORME EUROPÉENNE  
EUROPÄISCHE NORM

**EN 1998-3**

Junio 2005

**+AC**

Marzo 2010

ICS 91.120.25

Sustituye a ENV 1998-1-4:1996

Versión en español

## **Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes Parte 3: Evaluación y adecuación sísmica de edificios**

**Eurocode 8: Design of structures for  
earthquake resistance. Part 3: Assessment  
and retrofitting of buildings.**

**Eurocode 8: Calcul des structures pour  
leur résistance aux séismes. Partie 3:  
Evaluation et renforcement des bâtiments.**

**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken  
gegen Erdbeben. Teil 3: Beurteilung und  
Ertüchtigung von Gebäuden.**

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2005-03-15.

Los miembros de CEN están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional. Las correspondientes listas actualizadas y las referencias bibliográficas relativas a estas normas nacionales pueden obtenerse en el Centro de Gestión de CEN, o a través de sus miembros.

Esta norma europea existe en tres versiones oficiales (alemán, francés e inglés). Una versión en otra lengua realizada bajo la responsabilidad de un miembro de CEN en su idioma nacional, y notificada al Centro de Gestión, tiene el mismo rango que aquéllas.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Croacia, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia y Suiza.

**CEN**  
**COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN**  
European Committee for Standardization  
Comité Européen de Normalisation  
Europäisches Komitee für Normung  
**CENTRO DE GESTIÓN: Avenue Marnix, 17-1000 Bruxelles**

© 2010 CEN. Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

## ÍNDICE

	Página
<b>PRÓLOGO .....</b>	<b>6</b>
<b>1 GENERALIDADES .....</b>	<b>10</b>
1.1 Objeto y campo de aplicación.....	10
1.2 Normas para consulta .....	10
1.2.1 Normas de referencia generales .....	11
1.3 Consideraciones .....	11
1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación .....	11
1.5 Definiciones .....	11
1.6 Símbolos .....	11
1.6.1 Generalidades .....	11
1.6.2 Símbolos usados en el anexo A .....	11
1.6.3 Símbolos usados en el anexo B .....	13
1.7 Unidades del SI .....	14
<b>2 REQUISITOS DE COMPORTAMIENTO Y CRITERIOS DE CONFORMIDAD.....</b>	<b>14</b>
2.1 Requisitos fundamentales .....	14
2.2 Criterios de conformidad.....	15
2.2.1 Generalidades .....	15
2.2.2 Estado límite de proximidad al colapso (NC) .....	16
2.2.3 Estado límite de daños significativos (SD).....	16
2.2.4 Estado límite de limitación de daños (DL) .....	16
<b>3 INFORMACIÓN PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL .....</b>	<b>17</b>
3.1 Información general e histórica .....	17
3.2 Datos de entrada requeridos .....	17
3.3 Niveles de conocimiento .....	18
3.3.1 Definición de los niveles de conocimiento.....	18
3.3.2 KL1 Conocimiento limitado .....	19
3.3.3 KL2: Conocimiento normal.....	20
3.3.4 KL3: Conocimiento completo.....	20
3.4 Identificación del nivel de conocimiento.....	21
3.4.1 Geometría.....	21
3.4.2 Detalles constructivos.....	21
3.4.3 Materiales.....	22
3.4.4 Definición de los niveles de inspección y ensayo .....	22
3.5 Coeficientes de confianza .....	22
<b>4 EVALUACIÓN.....</b>	<b>23</b>
4.1 Generalidades .....	23
4.2 Acción sísmica y combinación de cargas sísmicas .....	23
4.3 Modelización estructural .....	23
4.4 Métodos de análisis.....	24
4.4.1 Generalidades .....	24
4.4.2 Análisis de la fuerza lateral .....	24
4.4.3 Análisis del espectro de respuesta .....	25
4.4.4 Análisis estático no lineal.....	25
4.4.5 Análisis no lineal en el dominio del tiempo .....	26
4.4.6 Enfoque según el coeficiente $q$ .....	26
4.4.7 Combinación de las componentes de la acción sísmica .....	26

4.4.8	Medidas adicionales para las estructuras rellenas de fábrica .....	26
4.4.9	Coefficientes de combinación para las acciones variables.....	26
4.4.10	Clases de importancia y coeficientes de importancia .....	26
4.5	Verificaciones de seguridad .....	26
4.5.1	Métodos de análisis lineales (análisis de la fuerza lateral o modal mediante espectros de respuesta).....	26
4.5.2	Métodos de análisis no lineales (estáticos o dinámicos).....	27
4.5.3	Enfoque según el coeficiente $q$ .....	27
4.6	Resumen de criterios para el análisis y las verificaciones de seguridad .....	27
5	DECISIONES RELATIVAS A LA INTERVENCIÓN EN LA ESTRUCTURA .....	28
5.1	Criterios de intervención en una estructura .....	28
5.1.1	Introducción.....	28
5.1.2	Criterios técnicos .....	29
5.1.3	Tipo de intervención.....	29
5.1.4	Elementos no estructurales.....	30
5.1.5	Justificación del tipo de intervención seleccionado .....	30
6	PROYECTO DE INTERVENCIÓN EN LA ESTRUCTURA .....	30
6.1	Procedimiento del proyecto de adecuación sísmica.....	30
ANEXO A (Informativo) ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.....		31
ANEXO B (Informativo) ESTRUCTURAS DE ACERO Y MIXTAS .....		50
ANEXO C (Informativo) EDIFICIOS DE FÁBRICA .....		75

## PRÓLOGO

Esta Norma EN 1998-3 Eurocódigo 8: *Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 3: Evaluación y adecuación sísmica de edificios* ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales*, cuya Secretaría desempeña BSI. El Comité Técnico CEN/TC 250 es responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a ella o mediante ratificación antes de finales de diciembre de 2005, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de marzo de 2010.

Esta norma anula y sustituye a la Norma Experimental ENV 1998-1-4:1996.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Croacia, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia y Suiza.

### Prólogo del programa de los eurocódigos

En 1975, la Comisión de las Comunidades Europeas decidió llevar a cabo un programa de actuación en el campo de la construcción, basado en el artículo 95 del Tratado. El objetivo de este programa era la eliminación de las barreras técnicas al comercio y la armonización de las especificaciones técnicas.

Dentro de este programa de actuación, la Comisión tomó la iniciativa de establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el proyecto de las construcciones que, en una primera etapa, sirviera como alternativa a las reglas nacionales en vigor en los Estados Miembro y, finalmente, las pudiera reemplazar.

Durante quince años, la Comisión, con la ayuda de un Comité Director con representantes de los Estados Miembro, condujo el desarrollo del programa de los Eurocódigos, lo que llevó en los años 80 a la primera generación de códigos europeos.

En 1989, los Estados Miembro de la UE y de la AELC decidieron, sobre la base de un acuerdo<sup>1)</sup> entre la Comisión y el CEN, transferir al CEN la preparación y publicación de los Eurocódigos mediante una serie de Mandatos, con el fin de dotarlos de un futuro estatus de Norma Europea (EN). Esto vincula *de facto* los Eurocódigos con las disposiciones de todas las Directivas del Consejo y Decisiones de la Comisión que hacen referencia a las normas europeas (por ejemplo, la Directiva del Consejo 89/106/CEE sobre productos de construcción - DPC - y las Directivas del Consejo 93/37/CEE, 92/50/CEE y 89/440/CEE sobre obras públicas y servicios y las Directivas de la AELC equivalentes iniciadas para conseguir la implantación del mercado interior).

El programa Eurocódigos Estructurales comprende las siguientes normas, compuestas generalmente de diversas Partes:

EN 1990 Eurocódigo: Bases para el cálculo de estructuras

EN 1991 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras

EN 1992 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón

EN 1993 Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero

EN 1994 Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas

---

1) Acuerdo entre la Comisión de las Comunidades Europeas y el Comité Europeo de Normalización (CEN) referente al trabajo sobre los EUROCÓDIGOS para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil (BC/CEN/03/89).

EN 1995 Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera

EN 1996 Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica

EN 1997 Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico

EN 1998 Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes

EN 1999 Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio

Las normas Eurocódigos reconocen la responsabilidad de las autoridades reglamentadoras de cada Estado Miembro y han salvaguardado su derecho a determinar en el ámbito nacional los valores relacionados con temas reglamentarios de seguridad cuando éstos siguen siendo distintos de un Estado a otro.

### **Estatus y campo de aplicación de los eurocódigos**

Los Estados Miembro de la UE y de la AELC reconocen que los Eurocódigos sirven como documentos de referencia para los siguientes propósitos:

- como medio para demostrar el cumplimiento de las obras de edificación y de ingeniería civil con los requisitos esenciales de la Directiva del Consejo 89/106/CEE, en particular con el Requisito Esencial nº 1 - Resistencia mecánica y estabilidad - y con el Requisito Esencial nº 2 - Seguridad en caso de incendio;
- como base para especificar los contratos de las obras de construcción y de los servicios de ingeniería correspondientes;
- como marco para redactar las especificaciones técnicas armonizadas de productos de construcción (EN y DITE).

Los Eurocódigos, en tanto en cuanto los mismos están relacionados con las construcciones, tienen una relación directa con los Documentos Interpretativos<sup>2)</sup> a los que hace referencia el artículo 12 de la DPC, aunque son de distinta naturaleza que las normas armonizadas de producto<sup>3)</sup>. Por ello, los Comités Técnicos del CEN y/o los Grupos de Trabajo de la EOTA que trabajen sobre normas de producto deben considerar adecuadamente los aspectos técnicos que surjan del trabajo de los Eurocódigos, con vistas a obtener la compatibilidad total entre estas especificaciones técnicas y los Eurocódigos.

Las normas Eurocódigos dan reglas comunes de cálculo estructural para su uso diario en el proyecto de estructuras completas y de productos componentes de naturaleza tanto tradicional como innovadora. Las formas de construcción y condiciones de cálculo poco usuales no quedan cubiertas específicamente y requerirán, en tales casos, el estudio adicional del proyectista.

### **Las normas nacionales de aplicación de los eurocódigos**

Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos comprenderán el texto completo del Eurocódigo (incluyendo los anexos), tal y como se publique por el CEN, pudiendo venir precedido de una portada nacional y de un preámbulo nacional y terminado en un anexo nacional.

---

2) De acuerdo con el artículo 3.3 de la DPC, los documentos interpretativos darán forma concreta a los requisitos esenciales (REs) con el fin de establecer los vínculos necesarios entre los requisitos esenciales y los mandatos para la elaboración de normas armonizadas y DITEs/Guías de DITEs.

3) De acuerdo con el artículo 12 de la DPC los documentos interpretativos deben:

- a) dar forma concreta a los requisitos esenciales mediante la armonización de la terminología y de las bases técnicas y la asignación, en su caso, de clases y niveles para cada requisito esencial;
- b) indicar los métodos para relacionar estas clases y niveles con las especificaciones técnicas, por ejemplo, métodos de cálculo y de prueba, reglas técnicas para el cálculo en proyectos, etc.;
- c) servir de referencia para el establecimiento de normas armonizadas y de guías para los Documentos de Idoneidad Técnica Europeos.

Los Eurocódigos, *de facto*, juegan un papel similar en el campo del RE 1 y en parte del RE 2.

El anexo nacional sólo puede contener información sobre aquellos parámetros que queden abiertos en los Eurocódigos para la elección de una opción nacional, conocidos como Parámetros de Determinación Nacional, para su empleo en el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil a construir en el país correspondiente, es decir:

- los valores y/o las clases cuando se ofrezcan alternativas en el Eurocódigo;
- los valores a emplear cuando sólo se dé un símbolo en el Eurocódigo;
- los datos específicos del país (geográficos, climatológicos, etc.), por ejemplo, el mapa de nieve;
- el procedimiento a emplear cuando los Eurocódigos ofrezcan procedimientos alternativos.

También puede contener:

- decisiones sobre la aplicación de los anexos informativos;
- referencias a información complementaria no contradictoria que ayude al usuario a aplicar el Eurocódigo.

#### **Vínculos entre los Eurocódigos y las especificaciones técnicas armonizadas (EN Y DITE) de productos**

Hay una necesidad de consistencia entre las especificaciones técnicas armonizadas de producto y las reglas técnicas de las obras<sup>4)</sup>. Aún más, toda la información que acompañe al marcado CE de los productos de construcción que se refiera a los Eurocódigos debería mencionar con claridad qué Parámetros de Determinación Nacional se han tenido en cuenta.

#### **Información adicional específica de la Norma EN 1998-3**

Aunque la evaluación y la adecuación sísmica existentes para acciones que no son sísmicas no están aún cubiertas por los correspondientes Eurocódigos de los distintos materiales, esta Parte del Eurocódigo 8 ha sido específicamente desarrollada porque:

- en muchas construcciones antiguas la resistencia sísmica no fue tomada en cuenta durante la ejecución original, mientras que las acciones no sísmicas se consideraron, al menos, mediante reglas de construcción tradicionales;
- las evaluaciones de riesgos sísmicos de acuerdo con el conocimiento actual pueden indicar la necesidad de campañas de adecuación sísmica;
- los daños causados por terremotos pueden crear la necesidad de reparaciones de importancia.

Más aún, dado que dentro de la filosofía del Eurocódigo 8 el proyecto sísmico de nuevas estructuras se basa en un cierto nivel aceptable de daño estructural en el caso del sismo de cálculo, los criterios para la evaluación sísmica (de las estructuras proyectadas de acuerdo con el Eurocódigo 8 y posteriormente dañadas) constituyen una parte integral del proceso completo para la seguridad estructural frente al sismo.

En situaciones de adecuación sísmica, las verificaciones cualitativas para la identificación y eliminación de grandes defectos estructurales son muy importantes y no deberían desalentar por el enfoque analítico cuantitativo propio de esta Parte del Eurocódigo 8. Se deja a la iniciativa de las Autoridades Nacionales la preparación de documentos de naturaleza más cualitativa.

Esta norma contempla sólo los aspectos estructurales de la evaluación sísmica y la adecuación sísmica, que pueden constituir sólo una componente de una estrategia más amplia para la mitigación de los riesgos sísmicos. Esta norma será de aplicación una vez que se haya establecido el requisito para evaluar un edificio concreto. 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.

---

4) Véanse los artículos 3.3 y 12 de la DPC, así como los apartados 4.2, 4.3.1, 4.3.2 y 5.2 del Documento Interpretativo nº 1.



Los programas nacionales de mitigación de riesgos sísmicos mediante la evaluación y la adecuación sísmicas pueden distinguirse entre programas “activos” y programas “pasivos” de evaluación sísmica y rehabilitación. Los programas “activos” pueden requerir que los propietarios de edificios de ciertas categorías se ajusten a fechas específicas para la realización de la evaluación sísmica y – dependiendo de su resultado – la adecuación sísmica. Las categorías de edificios seleccionadas como objetivos pueden depender de la sismicidad y las condiciones del terreno, de la clase según su importancia y de la ocupación y vulnerabilidad percibida del edificio (según la influencia de los tipos de materiales y de la construcción, del número de plantas, y de la edad del edificio para considerar la normativa vigente en la fecha de construcción, etc.). Los programas “pasivos” asocian la evaluación sísmica – que posiblemente conduzca a la adecuación sísmica – con otros acontecimientos o actividades relacionadas con el uso del edificio y su comunidad, tales como un cambio de uso que aumente la ocupación o la clase de importancia, una remodelación por encima de ciertos límites (como un porcentaje de la superficie del edificio o del valor total del edificio), la reparación de daños después de un terremoto, etc. La elección de los Estados Límite a comprobar, así como los periodos de retorno de la acción sísmica adscrita a los distintos Estados Límite, puede depender del programa adoptado para la evaluación y la adecuación sísmica. Los requisitos correspondientes pueden ser menos rigurosos en los programas “activos” que en los “pasivos”; por ejemplo en los programas “pasivos” provocados por una remodelación, los requisitos correspondientes pueden graduarse en función de la extensión y el coste del trabajo de remodelación acometido.

En casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1 de la Norma EN 1998-1), esta norma puede adaptarse a las condiciones locales mediante los anexos nacionales apropiados.

#### El anexo nacional de la Norma EN 1998-3

Esta norma ofrece procedimientos alternativos, valores y recomendaciones para las clases, con notas indicando dónde se pueden realizar las opciones nacionales. Por lo tanto la norma nacional que adopte la Norma EN 1998-3:2005 debería tener un anexo nacional que contenga todos los Parámetros de Determinación Nacional a emplear en el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil a construir en ese Estado determinado.

Se permite ejercer la opción nacional en los siguientes puntos de la Norma EN 1998-3:2005, a través de los puntos:

Referencia	Elemento
1.1(4)	Anexos informativos A, B y C
2.1(2)P	Número de estados límite a considerar
2.1(3)P	Periodo de retorno de las acciones sísmicas en el que no se deberían rebasar los estados límite
2.2.1(7)P	Coefficientes parciales de los materiales
3.3.1(4)	Coefficientes de confianza
3.4.4(1)	Niveles de inspección y de ensayos
4.4.2(1)P	Valor máximo de la relación $\rho_{\text{máx.}}/\rho_{\text{mín.}}$
4.4.4.5(2)	Información complementaria, no contradictoria, sobre el modo de considerar los efectos de los modos de orden superior en el método de análisis estático no lineal
A.4.4.2(5)	Coefficiente parcial $\gamma_{\text{fd}}$ para el despegue del FRP
A.4.4.2(9)	Coefficiente parcial $\gamma_{\text{fd}}$ del FRP

## 1 GENERALIDADES

### 1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) El objeto y campo de aplicación del Eurocódigo 8 se define en el apartado **1.1.1** de la Norma EN 1998-1:2004 y el objeto y campo de aplicación de esta norma se define en los puntos **(2)**, **(4)** y **(5)**. El apartado **1.1.3** de la Norma EN 1998-1:2004 indica las partes adicionales del Eurocódigo 8.

(2) El objeto y campo de aplicación de la Norma EN 1998-3 es el siguiente:

- Suministrar criterios para la evaluación del comportamiento 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 esta norma, 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 debería verificar respecto a las combinaciones de cargas no sísmicas.

(4) Como reflejo de los requisitos básicos de la Norma EN 1998-1:2004, esta norma contempla la evaluación y adecuación sísmicas de edificios hechos con los materiales estructurales más habituales: hormigón, acero y fábrica.

NOTA Los anexos informativos 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.

(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)P Esta norma europea incorpora disposiciones de otras publicaciones por su referencia, con o sin fecha. Estas referencias normativas se citan en los lugares apropiados del texto de la norma y se relacionan a continuación. Para las referencias con fecha, sólo son aplicables las revisiones o modificaciones posteriores de las publicaciones si se incluyen en esta norma mediante una modificación o revisión. Para las referencias sin fecha, se aplica la edición en vigor del documento normativo al que se haga referencia (incluyendo sus modificaciones).

### 1.2.1 Normas de referencia generales

EN 1990 *Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras.*

EN 1998-1 *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.*

### 1.3 Consideraciones

(1) Véase el apartado 1.3 de la Norma EN 1998-1:2004.

(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 deberían ser documentados y archivados, y se debería hacer referencia a ellos en los documentos de proyecto.

### 1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación

(1) Se aplican las reglas del apartado 1.4 de la Norma EN 1990:2002.

### 1.5 Definiciones

(1) Véase el apartado 1.5 de la Norma EN 1998-1:2004.

### 1.6 Símbolos

#### 1.6.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 1.6 de la Norma EN 1998-1:2004.

(2) Los símbolos adicionales usados en esta norma se definen en el texto cuando aparecen.

#### 1.6.2 Símbolos usados en el anexo A

$b$	anchura de las pletinas de acero de la camisa
$b_o$ 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
$f_{fd,e}$	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)
$f_{yjd}$	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 $\beta$
$A_s$	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 axial (positiva para compresión)
$V_{R,c}$	resistencia a cortante de un elemento sin armadura en el alma
$V_{R,m\acute{a}x.}$	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
$\alpha$	factor de eficacia de confinamiento
$\gamma_{el}$	coeficiente, mayor que 1,0 para elementos sísmicos primarios e igual a 1,0 para elementos sísmicos secundarios
$\gamma_{fd}$	coeficiente parcial para el despegue del FRP (polímero reforzado con fibra)
$\delta$	ángulo entre la diagonal y el eje de un pilar
$\varepsilon_{cu}$	deformación unitaria última del hormigón
$\varepsilon_{ju}$	deformación unitaria última del FRP (polímero reforzado con fibra)

$\varepsilon_{su,w}$	deformación unitaria última de la armadura de confinamiento
$\theta$	ángulo de inclinación de las bielas en el cálculo del esfuerzo cortante
$\theta_y$	rotación de cuerda en el límite elástico del elemento de hormigón
$\theta_u$	rotación última de cuerda del elemento de hormigón
$\nu$	$= N/bhf_c$ ( $b$ anchura del bloque comprimido)
$\rho_d$	cuantía de las armaduras diagonales
$\rho_f$	cuantía volumétrica de FRP (polímero reforzado con fibra)
$\rho_s$	cuantía geométrica de las armaduras de acero
$\rho_{sx}$	$= A_{sx}/b_w s_h$ = cuantía de las armaduras transversales paralelas a la dirección $x$ de las cargas ( $s_h$ = separación entre estribos)
$\rho_{tot}$	cuantía total de la armadura longitudinal
$\rho_{sw}$	cuantía volumétrica de la armadura de confinamiento
$\rho_w$	cuantía de la armadura transversal
$\varphi_u$	curvatura última en la sección extrema
$\varphi_y$	curvatura en el límite elástico en la sección extrema
$\omega, \omega'$	cuantía mecánica de las armaduras de tracción y de compresión

### 1.6.3 Símbolos usados en el anexo B

$b_{cp}$	anchura de la placa tapajuntas
$b_f$	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 tapajuntas
$t_{cp}$	espesor de la placa tapajuntas
$t_f$	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 (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
$K_\phi$	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 de la 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
$\rho_w$	cuantía de la armadura transversal

## 1.7 Unidades del SI

(1) Véase el apartado 1.7 de la Norma EN 1998-1:2004.

## 2 REQUISITOS DE COMPORTAMIENTO Y CRITERIOS DE CONFORMIDAD

### 2.1 Requisitos fundamentales

(1)P 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 esta norma está más próxima al colapso real del edificio que la dada en la Norma EN 1998-1:2004 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) de la Norma EN 1998-1:2004 es prácticamente equivalente al que aquí se define como estado límite de daños significativos.

(2)P Las autoridades nacionales deciden si se deben comprobar los tres estados límite, dos de ellos o sólo uno.

NOTA La elección de los estados límite que hay que comprobar en un Estado, entre los tres estados límite definidos en el punto (1)P del apartado 2.1, puede encontrarse en su anexo nacional.

(3)P Los niveles apropiados de protección se consiguen seleccionando, para cada uno de los estados límite, un periodo de retorno de la acción sísmica.

NOTA Los periodos de retorno asignados a los distintos estados límite para su comprobación en un Estado pueden encontrarse en su anexo nacional. Se supone que se alcanza la protección considerada normalmente apropiada para los edificios ordinarios nuevos seleccionando los siguientes valores para los periodos de retorno:

- Estado límite de proximidad al colapso (NC): 2 475 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)P La conformidad con los requisitos del apartado 2.1 se consigue adoptando la acción sísmica, el método de análisis y los procedimientos de verificación y a los detalles constructivos contenidos en esta norma, según proceda para los diferentes materiales estructurales dentro de su campo de aplicación (es decir, hormigón, acero, fábrica).

(2)P Excepto cuando se emplea el enfoque según el coeficiente  $q$ , 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)P 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 anexos relativos a los materiales correspondientes.

(4)P 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)P 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)P.

(5)P 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)P y (4)P, 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)P Algunos de los elementos estructurales existentes pueden designarse como “sísmicos secundarios”, de acuerdo con las definiciones del punto (1)P y los puntos (2) y (3), del apartado 4.2.2, de la Norma EN 1998-1:2004. 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)P 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.

NOTA Los valores asignados a los coeficientes parciales de seguridad para el acero, el hormigón, el acero estructural, la fábrica y otros materiales de uso en un Estado pueden encontrarse en el anexo nacional de esta norma. Las notas en los puntos (3) del apartado 5.2.4, (1) del apartado 6.1.3, (1) del apartado 7.1.3 y (3) del apartado 9.6 de la Norma EN 1998-1:2004 hacen referencia a los valores de los coeficientes parciales para el acero, el hormigón, el acero estructural y la fábrica para su uso en el proyecto de edificios nuevos en distintos países.

### 2.2.2 Estado límite de proximidad al colapso (NC)

(1)P 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)P del apartado 4.5.1.

(2)P 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)P del apartado 2.2.1 y el punto (3)P 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)P 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 de la Norma EN 1998-1:2004, 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)P del apartado 2.2.3, con un valor del coeficiente  $q$  aproximadamente un tercio superior a los dados en el punto (3)P del apartado 4.2.

### 2.2.3 Estado límite de daños significativos (SD)

(1)P 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)P del apartado 4.5.1.

(2)P 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)P En el enfoque según el coeficiente  $q$  (véanse el punto (4)P del apartado 2.2.1 y el punto (3)P 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)P Las demandas se deben basar en la acción sísmica de cálculo pertinente para este estado límite.

(2)P 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)P En el enfoque según el coeficiente  $q$  (véanse el punto (4)P del apartado 2.2.1 y el punto (3)P 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)P 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 deberían comparar los datos obtenidos de las distintas fuentes.

#### 3.2 Datos de entrada requeridos

(1) En general, la información para la evaluación estructural debería 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 de la Norma EN 1998-1:2004. La información debería recopilarse de reconocimientos *in situ* o de planos originales del proyecto, si están disponibles. En este caso, también se debería 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 de la Norma EN 1998-1:2004.
- 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 (coeficiente  $q$ ) de reducción de fuerzas, 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 de la Norma EN 1998-1:2004).
- 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)P 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 <b>visual</b> de muestras <b>o</b> de una inspección <b>integral</b>	Proyecto simulado de acuerdo con la práctica original <b>y</b> de inspección <i>in situ</i> <b>limitada</b>	Valores por defecto de acuerdo con las normas aplicables en el momento de la construcción <b>y</b> de ensayos <i>in situ</i> <b>limitados</b>	LF-MRS	CF <sub>KL1</sub>
KL2		A partir de planos detallados originales de construcción incompletos con inspección <i>in situ</i> <b>limitada</b> <b>o</b> a partir de una inspección <i>in situ</i> <b>ampliada</b>	A partir de las especificaciones de proyecto originales con ensayos <i>in situ</i> <b>limitados</b> <b>o</b> de ensayos <i>in situ</i> <b>ampliados</b>	Todos	CF <sub>KL2</sub>
KL3		A partir de los planos detallados originales del proyecto constructivo con una inspección <i>in situ</i> <b>limitada</b> <b>o</b> a partir de una inspección <i>in situ</i> <b>completa</b>	A partir de los informes de ensayo originales con ensayos <i>in situ</i> <b>limitados</b> <b>o</b> de ensayos <i>in situ</i> <b>completos</b>	Todos	CF <sub>KL3</sub>

NOTA Los valores asignados a los coeficientes de confianza a usar en un Estado pueden encontrarse en su anexo nacional. Los valores recomendados son CF<sub>KL1</sub> = 1,35, CF<sub>KL2</sub> = 1,20 y CF<sub>KL3</sub> = 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 debería 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 debería 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 deberían 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 deberían 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 debería 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 debería 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 debería 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 deberían 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 deberían realizar ensayos *in situ* limitados.

(2) La información recopilada debería 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 debería 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 debería 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 deberían 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 deberían 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 deberían realizar mediciones de la geometría sobre una muestra de elementos seleccionados. Los posibles cambios estructurales que pueden producirse durante o después de la construcción deberían 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 debería hacer 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)P 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)P 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)P del apartado 3.4.4.

### 3.4.3 Materiales

#### 3.4.3.1 Ensayos destructivos y no destructivos

(1) Se debería considerar el uso de métodos de ensayo no destructivos (por ejemplo el ensayo con el esclerómetro, etc.); sin embargo, estos ensayos no se deberían 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 las normas vigentes 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)P del apartado 3.4.4. Sin embargo, si los valores de los ensayos son menores que los valores por defecto de acuerdo con la normas 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)P 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)P del apartado 3.4.4.

### 3.4.4 Definición de los niveles de inspección y ensayo

(1)P 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 cantidad de inspecciones y ensayos a practicar en un Estado puede encontrarse en su anexo nacional. La tabla 3.2 proporciona, para situaciones ordinarias, los valores mínimos recomendados. Pueden existir casos que requieran modificaciones para aumentar alguno de ellos, estos casos se indicarán en el anexo nacional.

**Tabla 3.2 – Requisitos mínimos recomendados 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)P 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)P del apartado 2.2.1).

(2)P Para determinar las propiedades a 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)P(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)P 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)P El procedimiento de evaluación debe llevarse a cabo mediante los métodos de análisis generales especificados en el apartado 4.3 de la Norma EN 1998-1:2004, y modificados en esta norma para adaptarse a los problemas específicos encontrados en la evaluación.

(4) Siempre que sea posible, el método empleado debería 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)P Los modelos básicos para la definición del movimiento sísmico son aquéllos presentados en los apartados 3.2.2 y 3.2.3 de la Norma EN 1998-1:2004.

(2)P Se hace referencia en particular al espectro de respuesta elástica especificado en el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004, 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 de la Norma EN 1998-1:2004 en términos de acelerogramas artificiales o registrados.

(3)P En el enfoque según el coeficiente  $q$  (véase el punto (4)P del apartado 2.2.1), el espectro de cálculo para el análisis lineal se obtiene del apartado 3.2.2.5 de la Norma EN 1998-1:2004. 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 de la Norma EN 1998-1:2004.

(4)P La acción sísmica de cálculo debe combinarse con otras acciones variables y permanentes apropiadas de acuerdo con el apartado 3.2.4 de la Norma EN 1998-1:2004.

### 4.3 Modelización estructural

(1)P 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)P Todas las disposiciones de la Norma EN 1998-1:2004 que tratan la modelización (apartado 4.3.1 de la Norma EN 1998-1:2004) y los efectos accidentales de torsión (apartado 4.3.2 de la Norma EN 1998-1:2004) se deben aplicar sin modificaciones.

(3) La resistencia y la rigidez de los elementos sísmicos secundarios (véase el punto (6)P 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 debería ser tal que cambiase la clasificación de la estructura de irregular a regular, de acuerdo con las definiciones del apartado 4.2.3 de la Norma EN 1998-1:2004.

(5)P 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)P 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)P Excepto en el enfoque según el coeficiente  $q$  del punto (4)P del apartado 2.2.1 y del punto (3)P 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 de la Norma EN 1998-1:2004 o sus representaciones alternativas equivalentes del apartado 3.2.3 de la Norma EN 1998-1:2004.

(3)P En el enfoque según el coeficiente  $q$  del punto (4)P del apartado 2.2.1, la acción sísmica se define en el punto (3)P del apartado 4.2.

(4) Se aplica el punto (5) del apartado 4.3.3.1 de la Norma EN 1998-1:2004.

(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 anexo informativo relativo a los materiales se puede encontrar información complementaria sobre estos procedimientos.

##### 4.4.2 Análisis de la fuerza lateral

(1)P 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 de la Norma EN 1998-1:2004, 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 una triangulación (arriostramiento) de un pórtico arriostrado, etc.) y designando  $\rho_{\max.}$  y  $\rho_{\min.}$  a los valores máximo y mínimo de  $\rho_i$ , respectivamente, sobre todos los elementos primarios “dúctiles” de la estructura tales que  $\rho_i > 1$ , la relación  $\rho_{\max.}/\rho_{\min.}$  no supera un valor máximo aceptable comprendido entre 2 y 3. En las proximidades de las uniones viga-pilar, es necesario evaluar la relación  $\rho_i$  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)P 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  $\rho_{\max}/\rho_{\min}$  para su uso en un Estado (dentro del rango indicado anteriormente) puede encontrarse en su anexo nacional. El valor recomendado es 2,5.

NOTA 2 Como una condición adicional, la capacidad  $C_i$  de los elementos o mecanismos “frágiles” debería ser mayor que la demanda  $D_i$  correspondiente, evaluada de acuerdo con el punto (1)P, (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)P 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 rehabilitada, independientemente del método de análisis.

(2)P 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 de la Norma EN 1998-1:2004, 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)P Las condiciones para que este método sea aplicable se indican en el apartado 4.3.3.1 de la Norma EN 1998-1:2004, a las que hay que añadir las condiciones especificadas en el apartado 4.4.2.

(2)P El método se debe aplicar según se describe en los apartados 4.3.3.3.2 y 4.3.3.3.3 de la Norma EN 1998-1:2004, usando el espectro de respuesta elástica  $S_e(T_1)$ .

#### 4.4.4 Análisis estático no lineal

##### 4.4.4.1 Generalidades

(1)P El análisis estático no lineal (por empujes incrementales) es un análisis estático no lineal bajo cargas gravitatorias constantes y cargas horizontales monótonamente crecientes.

(2)P Los edificios que no cumplen con los criterios de los puntos (2) y (3) del apartado 4.3.3.4.2.1 de la Norma EN 1998-1:2004, en cuanto a su regularidad en planta, deben analizarse empleando un modelo espacial.

(3)P En edificios que cumplen con los criterios de regularidad del apartado 4.2.3.2 de la Norma EN 1998-1:2004, 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 deberían 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 deberían aplicarse en la ubicación de las masas en el modelo. Se debería 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”) debería determinarse de acuerdo con los puntos (1) y (2) del apartado 4.3.3.4.2.3 de la Norma EN 1998-1:2004.

##### 4.4.4.4 Desplazamiento objetivo

(1)P El desplazamiento objetivo se define en el punto (1) del apartado 4.3.3.4.2.6 de la Norma EN 1998-1:2004.

NOTA El desplazamiento objetivo se puede determinar de acuerdo con el anexo informativo B de la Norma EN 1998-1:2004.

#### 4.4.4.5 Procedimiento para la estimación de los efectos de torsión y de los modos de orden superior

(1)P El procedimiento dado en los puntos (1) a (3) del apartado 4.3.3.4.2.7 de la Norma EN 1998-1:2004 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 de la Norma EN 1998-1:2004, se deberían 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 puede 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). El anexo nacional puede contener referencia a información complementaria no contradictoria sobre dichos procedimientos.

#### 4.4.5 Análisis no lineal en el dominio del tiempo

(1)P Se aplica el procedimiento dado en los puntos (1) a (3) del apartado 4.3.3.4.3 de la Norma EN 1998-1:2004.

#### 4.4.6 Enfoque según el coeficiente $q$

(1)P 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 de la Norma EN 1998-1:2004, según proceda.

#### 4.4.7 Combinación de las componentes de la acción sísmica

(1)P Las dos componentes horizontales de la acción sísmica deben combinarse de acuerdo con el apartado 4.3.3.5.1 de la Norma EN 1998-1:2004.

(2)P La componente vertical de la acción sísmica se debe tener en cuenta en los casos especificados en el apartado 4.3.3.5.2 de la Norma EN 1998-1:2004 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 de la Norma EN 1998-1:2004.

#### 4.4.9 Coeficientes de combinación para las acciones variables

(1) Se aplican las disposiciones del apartado 4.2.4 de la Norma EN 1998-1:2004.

#### 4.4.10 Clases de importancia y coeficientes de importancia

(1) Se aplican las disposiciones del apartado 4.2.5 de la Norma EN 1998-1:2004.

### 4.5 Verificaciones de seguridad

#### 4.5.1 Métodos de análisis lineales (análisis de la fuerza lateral o modal mediante espectros de respuesta)

(1)P 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)P(b) anterior, las capacidades de las secciones de la viga alrededor de las uniones viga-pilar de hormigón deberían calcularse a partir de la expresión (5.8) de la Norma EN 1998-1:2004 y aquéllas 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)P(b) anterior, se puede aplicar la expresión (5.26) de la Norma EN 1998-1:2004 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)P 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)P 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)P del apartado 2.2.1.

NOTA La información para la evaluación de la capacidad de los componentes y mecanismos puede encontrarse en los correspondientes anexos A, B y C relativos a los materiales.

#### 4.5.2 Métodos de análisis no lineales (estáticos o dinámicos)

(1)P 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)P Se aplica el punto (5)P del apartado 4.5.1.

NOTA La información para la evaluación de la capacidad de los componentes y mecanismos puede encontrarse en los correspondientes anexos A, B y C relativos a los materiales.

#### 4.5.3 Enfoque según el coeficiente $q$

(1)P Los valores de la demanda y de la capacidad de los elementos dúctiles y frágiles deben estar de acuerdo con el punto (4)P del apartado 2.2.1 y del punto (3)P del apartado 2.2.3.

### 4.6 Resumen de criterios para el análisis y las verificaciones de seguridad

(1)P 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						
	Frágiles	<u>Verificaciones</u> (si 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 de la Norma EN 1998-1:2004
		Si $\rho_i > 1$ : a partir del equilibrio con la resistencia de los elementos/mecanismos 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 deberían 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) Esta norma describe los aspectos técnicos de los criterios pertinentes.

### 5.1.2 Criterios técnicos

(1)P La selección del tipo, la técnica, el alcance y la urgencia de la intervención debe basarse en la información estructural recogida durante la evaluación del edificio.

(2) Se deberían tener en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Todos los defectos locales importantes identificados deberían 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 debería 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, debería aumentarse de forma efectiva la ductilidad local.
- e) El aumento de la resistencia después de la intervención no debería reducir la ductilidad global disponible.
- f) De forma específica para las estructuras de fábrica: deberían reemplazarse los dinteles no dúctiles, deberían mejorarse las conexiones inadecuadas entre forjados y muros y deberían 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)<sup>5)</sup>.
- 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.
- 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, debería tenerse en cuenta el efecto de las modificaciones estructurales sobre la cimentación.

(3)P Si se adopta el aislamiento de la base, se deben seguir las disposiciones contenidas en el capítulo **10** de la Norma EN 1998-1:2004.

---

5) 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.

#### 5.1.4 Elementos no estructurales

(1)P 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, debería evitarse el colapso total o parcial de estos elementos mediante:

- a) uniones apropiadas a los elementos estructurales (véase 4.3.5 de la Norma EN 1998-1:2004);
- b) el aumento de la resistencia de los elementos no estructurales (véase 4.3.5 de la Norma EN 1998-1:2004);
- c) la toma de medidas 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 deberían tenerse en cuenta.

#### 5.1.5 Justificación del tipo de intervención seleccionado

(1)P 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 debería poner esta justificación a disposición del propietario.

### 6 PROYECTO DE INTERVENCIÓN EN LA ESTRUCTURA

#### 6.1 Procedimiento del proyecto de adecuación sísmica

(1)P El procedimiento del proyecto de una adecuación sísmica debe incluir los siguientes pasos:

- a) Proyecto conceptual.
- b) Análisis.
- c) Verificaciones.

(2)P 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 rehabilitados.

(3)P 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)P 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 anexos informativos A, B o C relacionados con los materiales se puede encontrar información sobre las capacidades de los elementos estructurales existentes y nuevos.

(5)P En el caso de que el sistema estructural, incluyendo tanto los elementos estructurales existentes como los nuevos, se pueda hacer de forma que cumpla con los requisitos de la Norma EN 1998-1:2004, las verificaciones pueden llevarse a cabo de acuerdo con las disposiciones de dicha norma.

**ANEXO A (Informativo)****ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO****A.1 Objeto y campo de aplicación**

(1) Este anexo contiene información específica para la evaluación de edificios de hormigón armado en su estado actual, y para incrementar su capacidad de respuesta, cuando sea necesario.

**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 las armaduras longitudinales de acero en vigas, pilares y muros.
- ii. Cuantía y despiece de las armaduras de confinamiento de acero en zonas críticas y en uniones viga-pilar.
- iii. Cuantía de las armaduras de acero en los forjados que incrementan 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)P** de los apartados **2.2.2**, **2.2.3** y **2.2.4**, se define en términos de rotación de cuerda  $\theta$ , es decir, del ángulo entre la tangente al eje al final de la deformación plástica y la cuerda que conecta ese extremo con el final del tramo de cortante ( $L_v = M/V =$  momento/esfuerzo cortante en la sección extrema), es decir, el punto de inflexión. La rotación de cuerda es también igual al desplazamiento relativo del elemento, es decir, la flecha al final del tramo de cortante respecto a la tangente al eje en el final de la deformación plástica, dividido por el tramo 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 la cuerda en agotamiento,  $\theta_u$ , de los elementos de hormigón bajo la acción de cargas cíclicas puede calcularse a partir de la siguiente expresión:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max.(0,01; \omega')}{\max.(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \min. \left( 9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} 25 \left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right) (1,25^{100} \rho_d) \quad (A.1)$$

donde

- $\gamma_{el}$  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)P** 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);
- $\omega, \omega'$  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)P 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 armaduras transversales paralelas a la dirección  $x$  de carga ( $s_h$  = separación entre estribos);
- $\rho_d$  es la cuantía de armaduras diagonales de acero (si hubiera) en cada dirección diagonal;
- $\alpha$  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 eficazmente por la armadura 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:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 \cdot (0,25)^v \left[ \frac{\max.(0,01; \omega')}{\max.(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left( \min.\left(9; \frac{L_V}{h}\right) \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,275^{100} \rho_d) \quad (A.3)$$

donde la rotación de cuerda en el límite elástico,  $\theta_y$ , debería calcularse de acuerdo con el apartado A.3.2.4,  $\gamma_{el}$  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,  $\omega'$ , del doble de valor aplicado fuera del empalme por solape. Aún más, si la longitud del solape  $l_o$  es menor que  $l_{ou,min}$ , la parte plástica de la capacidad de rotación de cuerda dada 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,  $\theta_y$ , añadido al mismo 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)P del apartado 3.5);

$f_c, f_{yw}$  y  $\rho_{sx}$  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 por un estribo o por una 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) el tramo 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:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad (A.4)$$

donde

$\theta_y$  es la rotación de cuerda en el límite elástico definida según las expresiones (A.10) y A.11);

$\varphi_u$  es la curvatura última en la sección extrema;

$\varphi_y$  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  $\phi_u$ , 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  $\phi_u$ , bajo carga cíclica, se calcula con:

(a) la deformación unitaria última de la armadura longitudinal,  $\varepsilon_{su}$ , tomada como:

- los valores mínimos dados en la tabla C.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004, para la deformación unitaria característica a fuerza máxima,  $\varepsilon_{uk}$ , para acero de clases A o B;
- 6% para acero de clase C, y

(b) el modelo de confinamiento definido en el apartado 3.1.9 de la Norma EN 1992-1-1:2004, con tensión lateral efectiva de confinamiento  $\sigma_2$  tomada igual a  $\alpha \rho_{sx} f_{yw}$ , donde  $\rho_{sx} f_{yw}$  y  $\alpha$  se han definido en el punto (1),

entonces, 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,  $\phi_u$ , bajo carga cíclica se calcula con:

(a) la deformación unitaria última de la armadura longitudinal,  $\varepsilon_{su}$ , tomada como en el punto (7)a; y

(b) un modelo de confinamiento que representa, mejor que el modelo del apartado 3.1.9 de la Norma EN 1992-1-1:2004, la mejora de  $\phi_u$ , debida al confinamiento bajo carga cíclica, a saber:

- la resistencia de 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  $\varepsilon_{c2}$  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

$\alpha$ ,  $f_{yw}$  y  $\rho_{sx}$  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** de la Norma EN 1992-1-1:2004 en el cálculo de la curvatura última de la sección extrema,  $\phi_u$ , y el valor de  $L_{pl}$  de la expresión (A.5) se usa en la expresión (A.4), entonces el coeficiente  $\gamma_{el}$  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  $\gamma_{el}$  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  $\gamma_{el}$  especificados en los puntos (1), (2) y (9), para los elementos sísmicos primarios, ya que  $\gamma_{el}$  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” de la Norma EN 1998-1:2004, se pueden verificar de acuerdo con la Norma EN 1992-1-1:2004.

### 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  $\theta_{SD}$  es igual a  $\frac{3}{4}$  de la rotación última de cuerda  $\theta_u$  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  $\theta_y$ , evaluada de la siguiente manera:

Para vigas y pilares:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0014 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (\text{A.10a})$$

Para muros de sección rectangular, sección en T o sección *barbelled*:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0013 + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (\text{A.11a})$$

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, sección en T o sección *barbelled*:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0013 + \phi_y \frac{d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\text{A.11b})$$

donde

- $\phi_y$  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 de la Norma EN 1992-1-1:2004), con
- $z$  longitud del brazo mecánico interno, tomado igual a  $d - d'$  en vigas, pilares o muros con sección *barbelled* o en T, 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,  $V_{R,c}$ , tomado de acuerdo con el punto (1) del apartado 6.2.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004); en otro caso (es decir, si  $M_y < L_v V_{R,c}$ )  $a_v = 0$ ;
- $f_y$  y  $f_c$  límite elástico del acero y la resistencia del hormigón, respectivamente, según se define en la expresión (A.1), ambos en MPa;
- $\varepsilon_y$  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  $\phi_y$  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  $\phi_y$  en las expresiones (A.10) y (A.11) deberían calcularse con una cuantía de armadura 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)P del apartado 3.5) y  $f_c$  (en MPa) es como se define en la expresión (A.1):

- $M_y$  y  $\phi_y$  deberían calcularse con el límite elástico,  $f_y$ , multiplicado por  $l_o/l_{oy,min}$ ;
- la deformación unitaria en el límite elástico,  $\varepsilon_y$ , 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, aún 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, el tramo 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 del tramo de cortante o de la rotación de cuerda en el extremo del elemento:  $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$ . A estos efectos  $\mu_{\Delta}^{pl}$  puede calcularse como la relación entre la parte plástica de la rotación de cuerda,  $\theta$ , normalizada a la rotación de cuerda en deformación plástica,  $\theta_y$ , 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):

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_V} \min.(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min.\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right)\right) \cdot \left[ 0,16 \max.(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min.\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (A.12)$$

donde

$\gamma_{el}$  es igual a 1,5 para elementos sísmicos primarios y 1,0 para elementos sísmicos secundarios (según se define en el punto (6)P 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 de la Norma EN 1998-1:2004;

$\rho_{tot}$  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)  $b_w$ :

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (\text{A.13})$$

donde

$\rho_w$  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 de la Norma EN 1998-1:2004;

b) para las secciones transversales circulares:

$$V_w = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} (D - 2c) \quad (\text{A.14})$$

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):

$$V_{R,máx.} = \frac{0,85 \left( 1 - 0,06 \min \left( 5; \mu_{\Delta}^{pl} \right) \right)}{\gamma_{el}} \left( 1 + 1,8 \min \left( 0,15; \frac{N}{A_c f_c} \right) \right) \left( 1 + 0,25 \max \left( 1,75; 100 \rho_{tot} \right) \right) \left( 1 - 0,2 \min \left( 2; \frac{L_V}{h} \right) \right) \sqrt{f_c} b_w z \quad (\text{A.15})$$

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):

$$V_{R,máx.} = \frac{\frac{4}{7} \left( 1 - 0,02 \min. \left( 5; \mu_{\Delta}^{pl} \right) \right)}{\gamma_{el}} \left( 1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c} \right) (1 + 0,45(100 \rho_{tot})) \sqrt{\min. (40; f_c)} b_w z \sin 2\delta \quad (A.16)$$

donde

$\delta$  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 la Norma EN 1992-1-1:2004 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 de la Norma EN 1998-1:2004.

### 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 de la Norma EN 1998-1:2004.
- (2) La capacidad a cortante de las uniones se evalúa de acuerdo con el apartado 5.5.3.3 de la Norma EN 1998-1:2004.
- (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  $\gamma_{el}$ . Los coeficientes  $\gamma_{el}$  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 rehabilitado, determinado 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 de la Norma EN 1998-1:2004 y, para el acero estructural nuevo empleado para la adecuación sísmica, se indican en el punto (1)P del apartado 6.1.3 de la Norma EN 1998-1:2004.

#### 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 atraviesen 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 axial se aplica originalmente sólo sobre el pilar antiguo y se supone que la carga axial 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  $V_R$ ,  $M_y$ ,  $\theta_y$  y  $\theta_u$  calculados bajo las consideraciones expuestas anteriormente y los valores  $V_R^*$ ,  $M_y^*$ ,  $\theta_y^*$  y  $\theta_u^*$  a adoptar en las verificaciones de la capacidad:

- Para  $V_R^*$ :

$$V_R^* = 0,9V_R \quad (\text{A.17})$$

- Para  $M_y^*$ :

$$M_y^* = M_y \quad (\text{A.18})$$

– Para  $\theta_y^*$ :

$$\theta_y^* = 1,05 \theta_y \quad (\text{A.19a})$$

– Para  $\theta_u^*$ :

$$\theta_u^* = \theta_u \quad (\text{A.20})$$

(3) Los valores de  $M_y^*$ ,  $\theta_y^*$  y  $\theta_u^*$  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 de la Norma EN 1998-1:2004.

(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)P(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)P 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 que se sueldan placas de acero continuas o pletinas de acero horizontales más gruesas. Los angulares pueden estar pegados al hormigón mediante resinas epoxi o simplemente hechos para adherirse sin dejar huecos al hormigón a lo largo de toda la altura. Las pletinas pueden pre-calentarse 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 chapa permanezca dentro del rango elástico. Esta condición es necesaria para que la camisa de chapa 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:

$$V_j = 0,5 h \frac{2t_j b}{s} f_{y,j,d} \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta \quad (\text{A.21})$$

donde

- $h$  es el canto de la sección transversal;
- $t_j$  es el espesor de la pletinas de acero;
- $b$  es la anchura de las pletinas de acero;
- $s$  es la separación entre pletinas de acero ( $b/s = 1$ , en caso de planchas de acero continuas);
- $\theta$  es el ángulo de inclinación de las bielas;
- $\beta$  es el ángulo entre los ejes de las pletinas 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)P del apartado 6.1.3 de la Norma EN 1998-1:2004.

#### 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 en rehabilitaciones sísmicas 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,  $\theta_y$ , puede despreciarse ( $\theta_y$  puede calcularse de acuerdo con los puntos (2) a (4) del apartado A.3.2.4, tomando  $l_{oy,min}$  igual a  $0,2d_{bl}f_{yL}/\sqrt{f_c}$ , 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 la Norma EN 1998-1:2004, 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,  $V_{R,máx.}$ , controlada por la compresión diagonal del alma. El valor de  $V_{R,máx.}$  puede calcularse de acuerdo con la Norma EN 1992-1-1:2004. 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  $V_{R,máx.}$  es el menor valor de entre el dado por la Norma EN 1992-1-1:2004 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,

$$V_{Rd,f} = 0,9 d \cdot f_{idd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \left( \frac{w_f}{s_f} \right)^2 \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta \quad (A.22)$$

- en el caso de bandas o láminas pegadas a los lados,

$$V_{Rd,f} = 0,9 d \cdot f_{idd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \cdot \frac{w_f}{s_f} \quad (A.23)$$

donde

$d$  es el canto útil;

$\theta$  es el ángulo de inclinación de la biela;

$f_{idd,e}$  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;

$\beta$  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:

$$f_{\text{fdd,e,W}} = f_{\text{fdd}} \cdot \left[ 1 - k \frac{L_e \sin \beta}{2z} \right] + \frac{1}{2} (f_{\text{fu,W}}(R) - f_{\text{fdd}}) \cdot \left[ 1 - \frac{L_e \sin \beta}{z} \right] \quad (\text{A.24})$$

donde

$z = 0,9 d$  es el brazo mecánico interno,

$k = \left( 1 - \frac{2}{\pi} \right)$ , y:

$$f_{\text{fdd}} = \frac{1}{\gamma_{\text{fd}}} \sqrt{0,6 \frac{E_f f_{\text{ctm}} k_b}{t_f}} \quad (\text{unidades en N, mm}) \quad (\text{A.25})$$

es el valor de cálculo de la resistencia al despegue, con:

$\gamma_{\text{fd}}$  coeficiente parcial para el despegue del FRP;

NOTA El valor asignado a  $\gamma_{\text{fd}}$  para su uso en un Estado puede encontrarse en su anexo nacional. El valor recomendado es  $\gamma_{\text{fd}} = 1,5$ .

$E_f$  es el módulo de las laminas/placas de FRP;

$f_{\text{ctm}}$  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);

$f_{\text{fu,W}}(R)$  es la resistencia última de la banda o lámina de FRP alrededor de la esquina con un radio  $R$ , dado por:

$$f_{\text{fu,W}}(R) = f_{\text{fdd}} + \langle \eta_R \cdot f_{\text{fu}} - f_{\text{fdd}} \rangle \quad (\text{A.26})$$

donde el término entre  $\langle \rangle$  debería tenerse en cuenta sólo si es positivo y en el que el coeficiente  $\eta_R$  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:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{\sqrt{4} \cdot \tau_{\text{máx.}}}} \quad (\text{unidades: N, mm}) \quad (\text{A.28})$$

con:

$\tau_{\text{máx.}} = 1,8 f_{\text{ctm}} k_b$  = 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:

$$f_{\text{fdd,e,U}} = f_{\text{fdd}} \cdot \left[ 1 - k \frac{L_e \sin \beta}{z} \right] \quad (\text{A.29})$$

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:

$$f_{\text{fdd,e,S}} = f_{\text{fdd}} \cdot \frac{z_{\text{rid,eq}}}{z} \cdot \left( 1 - \sqrt{k \frac{L_{\text{eq}}}{z_{\text{rid,eq}}}} \right)^2 \quad (\text{A.30})$$

donde

$$z_{\text{rid,eq}} = z_{\text{rid}} + L_{\text{eq}}, \quad z_{\text{rid}} = z - L_e \cdot \sin \beta, \quad L_{\text{eq}} = \frac{u_1}{\varepsilon_{\text{fdd}}} \cdot \sin \beta \quad (\text{A.31})$$

con:

$$\varepsilon_{\text{fdd}} = f_{\text{fdd}} / E_f, \text{ y}$$

$$u_1 = k_b / 3.$$

(8) Para elementos de sección circular con un diámetro  $D$ , la contribución del FRP se evalúa con:

$$V_f = 0,5 \cdot A_c \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,ed} \quad (\text{A.32})$$

donde

$A_c$  área de la sección transversal del pilar;

$\rho_f$  igual a  $4 t_f / D$ , es la relación 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:  $\mu_{\Delta}^{\text{pl}} = \mu_{\Delta} - 1$ , 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 la fibras de tracción extremas y se reduce linealmente hasta cero a lo largo del canto útil  $d$ :

$$V_{w,f} = 0,5 \rho_f b_w z f_{u,fd} \quad (\text{A.33})$$

donde

$\rho_f$  igual  $2 t_f / b_w$ , es la relación 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  $\gamma_{fd}$  del FRP.

NOTA El valor asignado a  $\gamma_{fd}$  para su uso en un Estado puede encontrarse en su anexo nacional. El valor recomendado es  $\gamma_{fd} = 1,5$ .

#### 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:

$$f_1 = 0,4 I_\chi^2 \frac{f_c \cdot \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1,5}} \quad (\text{A.34})$$

donde

$f_c$  es la resistencia del hormigón, definida por la expresión (A.1);

$\varepsilon_{cu}$  es la deformación unitaria última del hormigón; y

$\varepsilon_{ju}$  es la deformación unitaria última adoptada de la camisa de FRP, que es menor que la deformación unitaria última del FRP,  $\varepsilon_{fu}$ .

(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  $f_1 = \frac{1}{2} \rho_f E_f \varepsilon_{ju}$ , siendo  $E_f$  el módulo de elasticidad del FRP y  $\rho_f$  la relación 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:  $f_1 = k_s f_1$ , con  $k_s = 2R/D$  y  $f_1 = 2 E_f \varepsilon_{ju} t_f/D$ , 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:  $f_1 = k_g f_1$ , 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  $\alpha \rho_f f_{f,e}$  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 relación de FRP paralelos a las dirección de carga;

(b)  $f_{f,e}$ , tensión efectiva dada por la siguiente expresión:

$$f_{f,e} = \min.(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f) \left( 1 - 0,7 \min.(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f) \frac{\rho_f}{f_c} \right) \quad (\text{A.35})$$

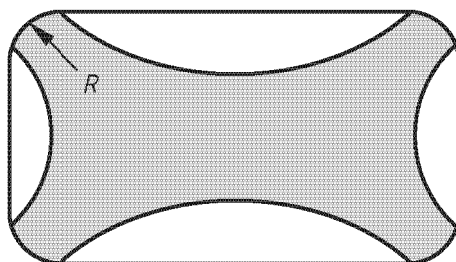
donde  $f_{u,f}$  y  $E_f$  son la resistencia y el módulo de elasticidad del FRP, y  $\varepsilon_{u,f}$  una deformación unitaria límite igual a 0,015 para CFRP (polímero reforzado con fibras de carbono) o para AFRP (polímero reforzado con fibras de aramida) y a 0,02 para GFRP (polímeros reforzado con fibras de vidrio); y

(c)  $\alpha$ , 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 plástica  $M_y$  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 PRF,  $\gamma_{Rd}$  debería ser al menos igual a 1,3.



**Figura A.1 – Área de confinamiento efectivo en una sección envuelta en PRF**

#### 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  $\sigma_1$  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  $\sigma_{sw}$  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  $\sigma_1$  representa la tensión de confinamiento a lo largo del tramo  $L_s$  de empalmes por solape, según viene dado por:

$$\sigma_1 = \frac{A_s f_{yL}}{\left[ \frac{p}{2n} + 2(d_{bL} + c) \right] L_s} \quad (\text{A.38})$$

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)P 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:  $l_{ou,min.} = d_{bL} f_{yL} / [(1,05 + 14,5 \alpha_{1,f} \rho_f f_{f,e} / f_c) \sqrt{f_c}]$  en función sólo de FRP, con  $\alpha_{1,f} = \alpha(4/n_{tot})$  y  $\rho_f$ ,  $f_{f,e}$ ,  $\alpha$ ,  $n_{tot}$  según se define en el punto (6) del apartado A.4.4.3.

**ANEXO B (Informativo)****ESTRUCTURAS DE ACERO Y MIXTAS****B.1 Objeto y campo de aplicación**

Este anexo contiene la información para la evaluación 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 tapajuntas, triangulaciones (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) Deberían seleccionarse para la inspección, cuanto sea posible, 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 juntas 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 hubiese alguna, 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 de la Norma EN 1998-1:2004.
- (2) Los enlaces 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 de la Norma EN 1998-1:2004.
- (3) Los enlaces transversales del punto (2) se deberían espaciar como los estribos transversales empleados en elementos embebidos (envueltos 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 de la Norma EN 1998-1:2004.
- (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 el sentido del espesor debería basarse en la resistencia reducida de la forma siguiente:

$$f_u = 0,90 \cdot f_y \quad (\text{B.1})$$

(4) El espesor del elemento debería cumplir con los requisitos de la tabla 2.1 de la Norma EN 1993-1-10:2004, 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 de la Norma EN 1993-1-8:2004.

(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 la clase C según la Norma EN 1992-1-1:2004.

#### **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 de la Norma EN 1998-1:2004.

### **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 rehabilitado 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 diáfanas).
- ii. Masas y rigidez suficientes para evitar estructuras altamente flexibles que puedan ocasionar daños no estructurales importantes y efectos P-Δ significativos.
- iii. Continuidad y redundancia entre los elementos, de forma que se asegure una trayectoria de cargas uniforme y clara y prevenir las roturas frágiles.

(3) Las intervenciones globales deberían incluir una o más de las siguientes estrategias:

- i. Rigidez 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 rigidez, el endurecimiento y la mejora de la ductilidad pueden conseguirse empleando las estrategias facilitadas en los capítulos B.5 y B.6.

- (5) La reducción de la masa puede conseguirse mediante una de las siguientes medidas:
- Sustitución de los sistemas de chapado pesado por sistemas más ligeros.
  - Retirada de los equipos sin usar y de las cargas almacenadas.
  - Sustitución de la tabiquería de fábrica por sistemas más ligeros.
  - 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 la Norma EN 1998-1:2004.
- (8) La re-evaluación del sistema de cimentación, (después de la adecuación sísmica) debería hacerse de acuerdo con el apartado 4.4.2.6 de la Norma EN 1998-1:2004. Si se emplea un análisis lineal, los valores de  $\Omega$  en el punto (4) del apartado 4.4.2.6 de la Norma EN 1998-1:2004 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, y embebiendo las vigas y pilares con 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 rehabilitarse mediante juntas 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:

$$m = \frac{(K_{\phi})_{\text{con}}}{(EI/L)_b} \quad (\text{B.4})$$

donde

$K_{\phi}$  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** de la Norma EN 1998-1:2004 y el punto **(1)** del apartado **4.4.4.2** de esta norma, 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  $\delta$  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 la Norma EN 1998-1:2004.
- (5) Se puede emplear acero de bajo límite elástico en los paneles de acero, que deberían ser soldados en taller y roblonados 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)P 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)  $\gamma_{ov}$  para el acero de la viga, determinado de acuerdo con los puntos (3), (4) y (5) del apartado 6.2 de la Norma EN 1998-1:2004.

- (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 plastificación,  $\theta_y$ , en el extremo en cuestión. Para vigas y pilares sometidos a una carga axial adimensional  $v$  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 axial adimensional  $\nu$  no mayor que 0,30**

Clase de sección transversal	Estado límite		
	DL	SD	NC
1	$1,0 \theta_y$	$6,0 \theta_y$	$8,0 \theta_y$
2	$0,25 \theta_y$	$2,0 \theta_y$	$3,0 \theta_y$

(4) Para triangulaciones en compresión la capacidad de deformación inelástica debería expresarse en términos de deformación axial de la triangulación, como un múltiplo de la deformación axial de la triangulación sometida a carga de pandeo,  $\Delta_c$ . 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 axial de las triangulaciones en compresión (excepto las triangulaciones de los pórticos con triangulaciones descentradas)**

Clase de sección transversal	Estado límite		
	DL	SD	NC
1	$0,25 \Delta_c$	$4,0 \Delta_c$	$6,0 \Delta_c$
2	$0,25 \Delta_c$	$1,0 \Delta_c$	$2,0 \Delta_c$

(5) Para triangulaciones en tracción la capacidad de deformación inelástica debería expresarse en términos de la deformación axial de la triangulación, como múltiplo de la deformación axial de la triangulación para la carga de plastificación en tracción,  $\Delta_t$ . 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 axial de las triangulaciones en tracción (excepto las triangulaciones de pórticos con triangulaciones descentradas)**

Estado límite		
DL	SD	NC
$0,25 \Delta_t$	$7,0 \Delta_t$	$9,0 \Delta_t$

(6) Para vigas y pilares en tracción, la capacidad de deformación inelástica debería expresarse en términos de la deformación axial del elemento, como múltiplo de su deformación axial para la carga de plastificación en tracción,  $\Delta_t$ . 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
$0,25 \Delta_t$	$3,0 \Delta_t$	$5,0 \Delta_t$



### **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 los movimientos laterales de las alas con una estabilidad insuficiente. No se requieren empotramientos laterales 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 se deberían envolver (embeber) en hormigón armado.
- (2) Las armaduras longitudinales que pueden añadirse para aumentar una capacidad a flexión insuficiente deberían ser de la clase C, de acuerdo con la tabla C.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004.
- (3) Las vigas rehabilitadas a causa de unas resistencias insuficientes deberían cumplir los requisitos de la clase de ductilidad M de la Norma EN 1998-1:2004.
- (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 para 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 endurecimiento por calor del ala pandeada, o 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 envolver 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) Las 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) Las rotaciones de la tabla B.5 pueden considerarse alcanzadas 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 de indica a continuación:

$$a = 0,60 b_f \quad (\text{B.10})$$

$$b = 0,75 d_b \quad (\text{B.11})$$

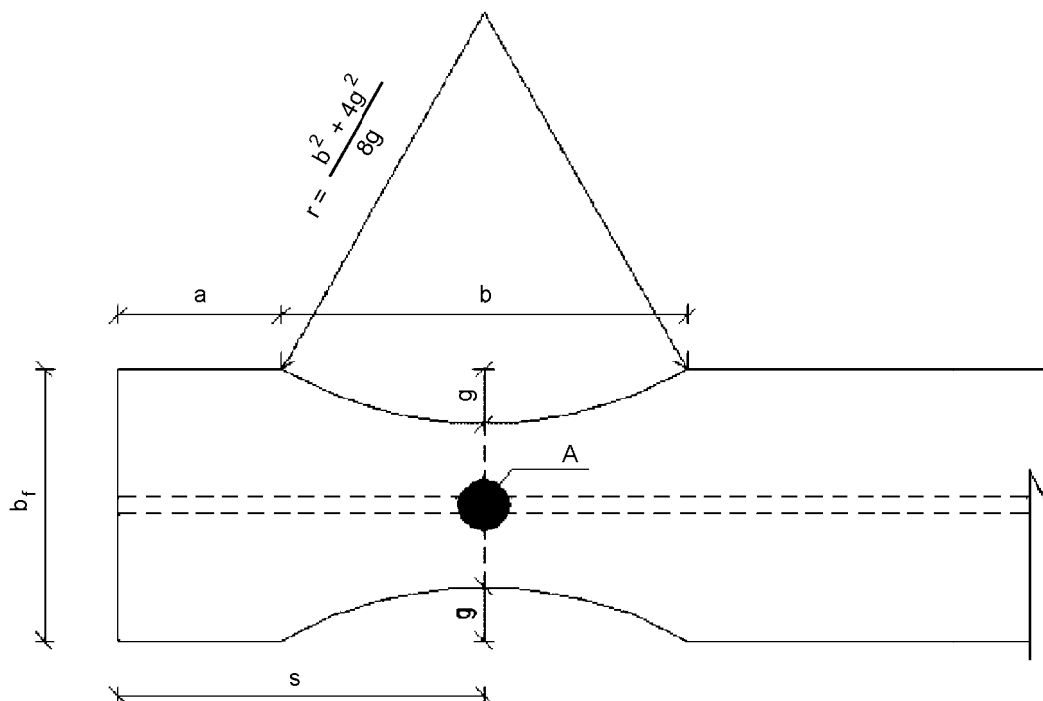
donde

$b_f$  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 ( $Z_{\text{RBS}}$ ) 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:

$$V_{\text{pl,RBS}} = \frac{2M_{\text{pl,Rd,RBS}}}{L'} + \frac{wL'}{2} \quad (\text{B.16})$$

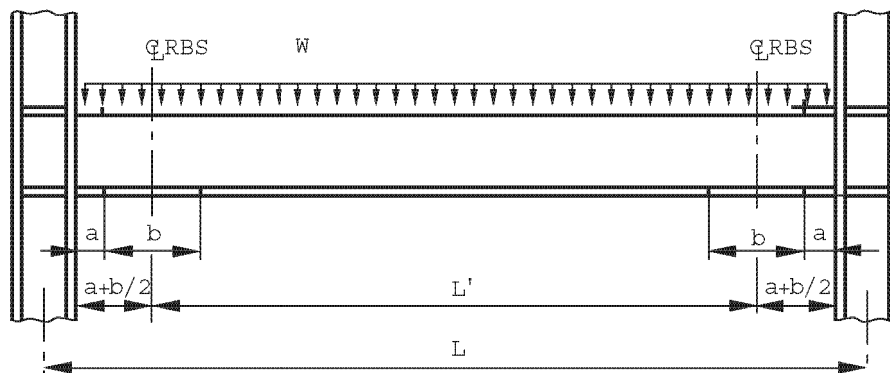
Deberían tenerse en cuenta en (el último término de) la expresión (B.16) las diferentes distribuciones de las cargas gravitatorias a lo largo de la viga.

- vi. Se calcula el momento plástico de viga alejado de la RBS,  $M_{\text{pl,Rd,b}}$ , del modo siguiente:

$$M_{\text{pl,Rd,b}} = Z_b \cdot f_{yb} \quad (\text{B.17})$$

donde  $Z_b$  y  $f_{yb}$  se definen en el paso (iv) anterior.

- vii. Se verifica que  $M_{\text{pl,Rd,b}}$  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:  $M_{\text{cf,Ed}} = M_{\text{pl,Rd,RBS}} + V_{\text{pl,RBS}} \cdot e$ . 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  $M_{\text{cf,Ed}}$  esté entre el 85% y el 100% de  $M_{\text{pl,Rd,b}}$ .



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:

$$r = \frac{b^2 + 4g^2}{8g} \quad (\text{B.18})$$

- x. Se comprueba que el proceso de fabricación asegura tanto una rugosidad superficial adecuada (es decir, entre 10 y 15  $\mu\text{m}$ ) 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 pernos 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 rasgaduras de las alas.
- (5) Las vigas envueltas 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:

$$0,06 f_{yc} \cdot b_f \cdot t_f \quad (\text{B.19})$$

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)P 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)  $\gamma_{ov}$  para el acero del pilar, determinado de acuerdo con los puntos (3), (4) y (5) del apartado 6.2 de la Norma EN 1998-1: 2004.

**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 envolver 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 de la Norma EN 1998-1:2004) 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:

$$A_{spl} \cdot f_{yd} \geq 0,50 \cdot f_{yc} \cdot A_{fl} \quad (\text{B.20})$$

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 rehabilitado, 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 soldar al 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 se pueden envolver 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 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 axial 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;

$\rho_w$  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 las triangulaciones de acero en casos de adecuación sísmica debería cumplir con la Norma EN 1998-1:2004.
- (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 chapas de refuerzo espaciadas a corta distancia son efectivas, mejorando la respuesta post-pandeo de las triangulaciones, en particular aquéllas en ángulo doble o en canal doble. Si los pilares existentes disponen ya de chapas de refuerzo, se pueden soldar nuevas placas y/o se deberían reforzar las conexiones con chapas de refuerzo 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) La envolvente de las triangulaciones de acero con hormigón armado aumenta su rigidez, resistencia y ductilidad. Las triangulaciones con sección en H pueden estar tanto parcial como totalmente embebidas (envueltas).
- (2) A las triangulaciones totalmente embebidas debería dotárseles de rigidizadores y estribos, y a las parcialmente embebidas de conexiones rectas, de acuerdo con el apartado **7.6.5** de la Norma EN 1998-1:2004. Los estribos deberían estar uniformemente espaciados a lo largo de la triangulación y deberían cumplir con los requisitos especificados para la clase M de ductilidad en los puntos (3) y (4) del apartado **7.6.4** de la Norma EN 1998-1:2004.
- (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 elementos rehabilitados se deberían comprobar teniendo en cuenta la resistencia de los elementos rehabilitados, que puede ser mayor que la de los 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 rehabilitarse bien sustituyendo las soldaduras, mediante una estrategia de debilitamiento, o incluso 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

$$(a) \text{ para los pilares de acero: } \sum M_{Rd,c} = \sum \left[ Z_c \cdot \left( f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right) \right]_i \quad (B.29)$$

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 junta en la dirección horizontal considerada, teniendo en cuenta la excentricidad del eje del pilar:

$$\sum M_{pl,R,b} = \sum (Z_b \cdot f_{yb} + M_{cc,Ed})_j \quad (B.30)$$

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 rehabilitadas y las capacidades de rotación resultantes**

	IWUFCs	WBHCs	WTBHCs	WCPFCs	RBSCs
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	$\geq 7$	$\geq 7$	$\geq 7$	$\geq 7$	$\geq 7$
Espesor del ala de la viga (mm)	$\leq 25$	$\leq 25$	$\leq 25$	$\leq 25$	$\leq 44$
Canto del pilar (mm)	Sin restricción	$\leq 570$	$\leq 570$	$\leq 570$	$\leq 570$
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**

IWUFCs	Conexiones soldadas mejoradas sin refuerzos de alas
WBHCs	Conexiones soldadas con cartela inferior
WTBHCs	Conexiones soldadas con cartela superior e inferior
WCPFCs	Conexiones soldadas a las alas con placa tapa-juntas
RBSCs	Conexiones en secciones reducidas de viga
$d_c$	Canto del pilar
$d_b$	Canto de la viga
$l_h$	Longitud de la cartela
$l_{cp}$	Longitud de la placa tapajuntas
$a$	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 rehabilitadas 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 almas soldadas, 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 cuadradas o con los bordes biselados (biselando la esquina 15°) y deberían colocarse en ambas caras del alma de la viga.
- (3) En la soldadura se deberían emplear soldaduras en V o soldaduras en ángulo para el ala del pilar y soldaduras en ángulo para el alma de la viga. Se permite, como alternativa, el roblonado de la pletina conectora al alma de la viga.
- (4) No se deberían colocar pernos 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 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 las armaduras de la losa, si existen.

#### 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 del 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 de la Norma EN 1993-1-8:2004.

(6) Las cartelas deberían soldarse a las alas tanto del pilar como de la viga con soldaduras de penetración completa.

(7) Las pletinas de cortante con pernos pueden dejarse en su sitio, si existen. Las pletinas de cortante pueden emplearse en los elementos rehabilitados, por si fuera 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,  $\theta$ .

$$a = 0,55 \cdot d_b \quad (\text{B.35})$$

$$\theta = 30^\circ \quad (\text{B.36})$$

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:

$$CBMR = \frac{\sum Z_c \cdot \left( f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right)}{\sum M_c} \geq 1,20 \quad (B.38)$$

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:

$$\sum M_c = \left[ 2M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot (L - L') \right] \cdot \left( \frac{H_c - \overline{d_b}}{H_c} \right) \quad (B.39)$$

donde

$L$  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  $\beta$  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:

$$\beta_{min} = \frac{\left( \frac{M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot a}{S_x} - 0,80 \cdot f_{uw,d} \right)}{\frac{V_{pl,Rd,b} \cdot a}{S_x} + \frac{V_{pl,Rd,b}}{I_b \cdot \tan \theta} \cdot \left( \frac{d^2}{4} - \frac{I_b}{A_b} \right)} \quad (B.41)$$

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  $\beta$ , 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:

$$\text{(de resistencia)} \quad \tau_{hw} = \frac{a \cdot V_{pl,Rd,b}}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot I_b} \left[ \frac{L'}{2} - \frac{\beta}{\tan \theta} \left( \frac{d}{2} \right) + \frac{(1 - \beta) \cdot a}{3} \right] \leq \frac{f_{yhw,d}}{\sqrt{3}} \quad (B.44)$$

$$\text{(de estabilidad)} \quad \frac{2 \cdot a \cdot \sin \theta}{t_{hw}} \leq 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yhw,d}}} \quad (B.45)$$

donde

$f_{yhw,d}$  es el valor de cálculo del límite elástico del alma de la cartela;

$t_{hw}$  es el espesor del alma;

$\nu$  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 de la Norma EN 1993-1-8:2004 para un esfuerzo cortante, que debe resistir el alma de la viga, dado por:

$$V_{pl,Rd,bw} = (1 - \beta) \cdot V_{pl,Rd,b} \quad (B.46)$$

donde  $\beta$  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 alma 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 tapajuntas**

- (1) Las conexiones mediante placas tapajuntas 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 tapajuntas.
- (2) Se pueden usar placas tapajuntas 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 tapajuntas de acero deberían tener una forma rectangular y se deberían colocar con la dirección de laminado paralela a la viga.
- (4) Se deberían preferir las conexiones con almas de vigas soldadas y placas tapajuntas relativamente finas y cortas a las conexiones con almas con pernos y placas tapajuntas largas y pesadas.
- (5) No se deberían usar placas tapajuntas largas para vigas con luces cortas y esfuerzos cortantes altos.
- (6) Para las conexiones mediante placas tapajuntas, se puede utilizar un procedimiento de cálculo por etapas como se indica a continuación:
  - i. Se seleccionan las dimensiones de la placa tapajuntas 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 tapajuntas;

$t_{cp}$  es el espesor de la placa tapajuntas;

$b_{cf}$  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 tapajuntas; 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 tapajuntas 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 tapajuntas

- 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 se 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 de cubierta, entre el pilar y las placas de cubierta 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 acoplamientos sísmicos

- (1) Las conexiones de las triangulaciones y de los acoplamientos 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 5.2.2 de la Norma EN 1998-1-8:2004).

- (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.

**ANEXO C (Informativo)****EDIFICIOS DE FÁBRICA****C.1 Objeto y campo de aplicación**

- (1) Este anexo contiene recomendaciones relativas a la evaluación y al proyecto de adecuación sísmica de edificios de fábrica en regiones sísmicas.
- (2) Las recomendaciones de este anexo 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, hueco, sólido, 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 armaduras pasivas horizontales y verticales.

- 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 juntas verticales y piezas de fábrica y fisuras diagonales cerca de los huecos.
- 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) Se pueden introducir en el modelo antepechos de fábrica 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)P 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 elementos antepechos incluidos en el modelo están formados por piezas conectadas adecuadamente a las de los muros adyacentes, o que tengan 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 esta norma y en el punto (1) del apartado 4.3.3.4.2.6 de la Norma EN 1998-1:2004 para la acción sísmica considerada.

NOTA El anexo informativo B de la Norma EN 1998-1:2004 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 anexo informativo B de la Norma EN 1998-1:2004 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 un 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 sismorresistente 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:

$$V_f = \frac{DN}{2H_0}(1 - 1,15 \nu_d) \quad (C.1)$$

donde

$D$  y  $H_0$  se definen en el punto (2);

$\nu_d = N/(Dt f_d)$  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 axial  $N$ , 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)P 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 de la Norma EN 1998-1:2004.

**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 pasta de cemento. Cuando sea posible, se debería emplear pasta de cemento sin retracción. En su lugar, para grietas finas se puede emplear pasta de hormigón a base de 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 el caso contrario, se deberían emplear grapas en forma de cola de milano, placas metálicas o rejillas de polímeros 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 poniendo en los tendeles alambres de diámetro pequeño o bien bandas de rejilla de polímero.
- (5) Para la reparación de grandes fisuras diagonales, se pueden formar nervios 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 nervios de hormigón se deberían cruzar con alambres como se indica en el punto (4). Como alternativa, se pueden emplear rejillas de polímero para envolver 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, con mortero fluido posteriormente;
  - iv. Mediante postensado.

**C.5.1.3 Refuerzo y rigidización de los diafragmas horizontales**

- (1) Los suelos de madera pueden reforzarse y rigidizarse contra distorsiones en el plano mediante:
  - i. Clavando una capa adicional (perpendicular u oblicua) de tableros de madera sobre los existentes.
  - ii. Formando una sobrecapa de hormigón armado con malla soldada. La sobrecapa de hormigón debería tener conexiones a cortante con el piso de madera y 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 soporte de apoyo. Se debería crear un diafragma horizontal (por ejemplo, mediante una triangulación) a nivel de los cordones inferiores de las cerchas.

#### **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 adhesión del mortero al escombros resultase pobre, la adición de este mortero debería complementarse con armaduras de acero insertadas a través del relleno y anclada a las hojas externas del muro.

#### **C.5.1.7 Refuerzo de muros mediante camisas de chapa 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 alambres soldados 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 chapa de mallas de polímero**

(1) Se pueden utilizar mallas de polímero para reforzar los elementos existentes y nuevos de fábrica. 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.

---

---

**AENOR** Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Génova, 6  
28004 MADRID-España

[info@aenor.es](mailto:info@aenor.es)  
[www.aenor.es](http://www.aenor.es)

Tel.: 902 102 201  
Fax: 913 104 032